

ARMIERTER BETON.

1912. MAL.

INHALT:

- Über die Berechnung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden mit veränderlichem Querschnitt. Von Dr.-Ing. Theodor Pöschl (Graz). S. 169.
Die Hallen des Hauptbahnhofes in Leipzig. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). (Schluß von Seite 142.) S. 175.
Neuere Ausführungen von Balkenbrücken aus Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Gehler (Dresden). S. 182.
Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen. Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel (Darmstadt). S. 186.
Zur Bestimmung der Kreuzlinien bei kontinuierlichen Trägern. Von Dipl.-Ing. Norbert Assam (Dresden). S. 191.
Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 194.
Die Rostsicherheit des Eisens in Beton. S. 200.
Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 200.
Erlaß des Kgl. Polizeipräsidiums Berlin. S. 206.
Rechtsfragen. S. 207. — Mitteilungen über Patente. S. 207. — Bücherbesprechungen. S. 208. — Neue Bücher. S. 208.

ÜBER DIE BERECHNUNG DER SPANNUNGSVERTEILUNG IN ZYLINDRISCHEN BEHÄLTERWÄNDEN MIT VERÄNDERLICHEM QUERSCHNITT.

Von Dr.-Ing. Theodor Pöschl,

Dozent a. d. k. k. Techn. Hochschule in Graz.

I. Einleitung.

Das Problem der Ermittlung der Spannungsverteilungen und der Formänderungen in zylindrischen Behälterwänden ist schon vielfach und von verschiedenen Seiten aus in Angriff genommen worden, ohne daß aber eine Methode gegeben wäre, die den Bedürfnissen der Praxis hinreichend entgegenkommt und dabei doch jenen Anforderungen an Strenge genügt, die man in neuerer Zeit zu stellen sich gewöhnt. *)

Die Publikation der vorliegenden Arbeit dürfte dadurch gerechtfertigt erscheinen, daß sie dasselbe Problem mit einer neuen — nach des Verfassers Wissen bisher darauf noch nicht angewendeten — Methode zu behandeln und zu lösen versucht; der Verfasser möchte diese Gelegenheit ergreifen, um an der Hand eines wichtigen Problems den Ingenieuren die Anwendung eines für die Probleme der technischen Praxis besonders geeigneten Verfahrens neuerdings zu empfehlen und sie damit vertraut zu machen.

Gemeint ist die Methode des nur allzufrüh

verstorbenen Göttinger Physikers W. Ritz, *) die schon in anderen Gebieten Überraschendes geleistet hat — außer den Originalarbeiten von Ritz vergleiche man die Arbeiten von T. von Kármán und S. Timoschenko —, und vielleicht auch bei entsprechender Ausgestaltung in der vorliegenden Frage jene Methode sein dürfte, die den Forscher und Ingenieur in gleichem Maße befriedigt. Jedenfalls gestattet sie durch einfache Mittel, die Resultate in einer Vollständigkeit darzustellen, wie sie sonst, soweit es überhaupt möglich, nur mit dem größten Aufwand an Rechenarbeit zu erreichen ist.

Die Grundgleichung, auf deren Integration es ankommt, ist bekannt und ist für den Fall linear veränderlicher Wandstärke (Dreiecksquerschnitt) von H. Reißner in der Zeitschrift: „Beton und Eisen“, Band III, 1908, integriert worden. H. Reißner hat auch alle Voraussetzungen des Problems in strenger Form ausgesprochen; die genannte Arbeit bildete die Grundlage für die vorliegende, es sind ihr auch alle Bezeichnungen entnommen und die Resultate zum Vergleich mit einem Teil der hier gewonnenen herangezogen. Die dort gegebene Lösungsmethode ist aber

*) Eine sehr vollständige — leider nicht kritische — Wiedergabe der bisher erschienenen Arbeiten bringt Band V des „Handbuchs für Eisenbetonbau“, herausgegeben von Dr. F. von Emperger: „Flüssigkeitsbehälter“, 2. Aufl., 1910. — Man vergleiche auch den Literaturbericht in Professor Dr. Ph. Forchheimers Broschüre: „Die Berechnung ebener und gekrümmter Behälterböden“, 2. Aufl., 1909.

*) Man vergleiche: „Journal f. Math.“, Band 135, 1909, „Nachrichten der königl. Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Math. Phys. Klasse“, 1908, „Annalen der Physik“, 1909, oder „Gesammelte Werke“, Paris, 1911.

einerseits durch die Verwendung von 2 (bezw. 4) Potenzreihen ziemlich umständlich numerisch auszuwerten (für ein beliebiges x in der dortigen Bezeichnung), andererseits versagt ihre Anwendbarkeit gerade im Fall des trapezförmigen und parabelförmigen Querschnittes, über die bis jetzt so gut wie nichts an numerischen Resultaten vorliegt.

Die hier angewandte einfachere Methode hat nun zunächst den Vorzug, daß sie die bekannten Resultate mit wesentlich geringerer Rechenarbeit bei genügender Genauigkeit liefert; ferner ge-

damit zuverlässige Konstruktionsgrundlagen zu schaffen.

Daß nach den bezüglichlichen Ansätzen von W. Ritz auch eine sachgemäße Berechnung von Platten und Behälterböden auf Grund dieser neuen Methode möglich ist, soll an einer anderen Stelle gezeigt werden. Ein weiteres Anwendungsgebiet liegt in der Voraussetzung anderer Verteilungsgesetze für die äußeren Kräfte, wie sie sich z. B. bei den Silos als notwendig erweist, doch muß auch die Erledigung dieser Fälle auf späterhin verschoben werden.

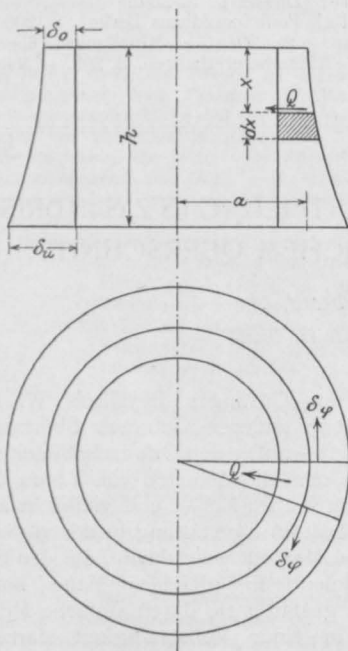


Fig. 1.

stattet sie Querschnitte von fast beliebiger Form zu behandeln.

(Daß die meisten der hier gewonnenen Ergebnisse zu jenen Reihenentwicklungen gehören, für die der strenge Konvergenzbeweis fehlt, dürfte auch hier in Anbetracht der großen Übereinstimmung mit den sicheren bekannten Resultaten zu keinerlei Bedenken Anlaß geben, und ist für ihre Anwendbarkeit ganz ohne Bedeutung.)

Wir wenden die Methode auf folgende Querschnittsformen an: 1. Dreieck, 2. Rechteck, 3. Trapez, 4. Fläche, durch eine Parabel und eine Gerade begrenzt. Durch diese Methode wird es vielleicht gelingen, die elastischen Verhältnisse der Behälterwände für bestimmte Normalquerschnitte ein- für allemal festzulegen und

II. Aufstellung des Problems als Variationsproblem nach dem Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit.

Es handelt sich zunächst darum, den Ausdruck für die Formänderungsarbeit der als homogen vorausgesetzten Behälterwand mit beliebig veränderlichem Querschnitt aufzustellen, wobei an der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes festgehalten wird; da wir den Behälter mit Flüssigkeit gefüllt betrachten, so haben wir auch die Arbeit des Flüssigkeitsgewichtes (als äußere Kraft) einzubeziehen. Die Behälterwand wird unten eingespannt angenommen, ihr oberer Rand ist frei. Es mögen dann folgende Bezeichnungen gelten (s. Fig. 1):

h = Höhe des Behälters in m;

x = Entfernung vom oberen Rande, nach unten positiv gerechnet;

$$\xi = \frac{x}{h};$$

u = Verschiebung in Richtung der x ;

w = radiale Verschiebung, nach außen positiv gerechnet;

δ = Wandstärke in der Tiefe x ;

δ_0 = Wandstärke am oberen Rande, d. i. für $x = \xi = 0$;

δ_u = Wandstärke am Boden, d. i. für $x = h$, $\xi = 1$;

$J = \frac{\delta^3}{12}$, $J_0 = \frac{\delta_0^3}{12}$, $J_u = \frac{\delta_u^3}{12}$, die bezüglichlichen Trägheitsmomente entsprechend einem Streifen von der Breite 1;

a = mittlerer Zylinderradius;

E = Elastizitätsmodul;

m = Querkontraktionsverhältnis, d. i. $1/4$ bis $1/3$ (Poisson und Wertheim);

S_φ = die Ringspannung, positiv als Zug, bezogen auf die Einheit der Höhe und die ganze Wandstärke;

S_x = die Normalspannung in Richtung der Erzeugenden, bezogen auf 1 m Umfang und die ganze Wandstärke. (Im vorliegenden Falle ist $S_x = 0$).

M_x = das (ebenfalls bezogene) Biegemoment, das auf horizontale Querschnittselemente positiv wirkt, wenn es einer nach innen konvexen Krümmung entspricht;

Q_x = die zugehörige Querkraft;

γ = das spezifische Gewicht der Bassinfüllung (10^3 kg für Wasser).

Die Dehnungen in Richtung der x-Achse bzw. des Radius sind dann:

$$\epsilon_1 = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_2 = \frac{w}{a} \quad \dots \quad (1)$$

und die entsprechenden Spannungen wegen der behinderten Querdehnung:

$$S_x = \frac{E \cdot J}{1 - m^2} (\epsilon_1 + m \epsilon_2), \quad S_y = \frac{E \cdot J}{1 - m^2} (\epsilon_2 + m \epsilon_1) \quad (2)$$

Die Krümmung der ursprünglich in der x-Achse liegenden Erzeugenden ist:

$$k = \frac{d^2 w}{dx^2} \text{ (angenähert) } \dots \quad (3)$$

ihr entspricht das Biegemoment:

$$M_x = - \frac{E J}{(1 - m^2)} \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} = - \frac{E J^3}{12 (1 - m^2)} \cdot \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (4)$$

und die Querkraft:

$$Q_x = - \frac{d M_x}{dx} \dots \quad (5)$$

Die gesamte Formänderungsarbeit eines Streifens von der Breite 1 setzt sich zusammen:

1. aus der Arbeit der Biegung, (für ein Element von der Länge dx :

$$d A_1 = \frac{1}{2} \frac{M x^2}{E J / 1 - m^2} dx$$

wegen der behinderten Querdehnung),

2. aus der Arbeit der Dehnung,
3. aus der Arbeit der äußeren Kraft, die der Tiefe x an jeder Stelle proportional ist.

Es ist also der folgende Ausdruck zu einem Minimum zu machen:

$$A = \int_0^h \left[\frac{1}{2} \frac{M x^2}{E J / 1 - m^2} + \frac{1}{2} E J \cdot \epsilon_2^2 - \gamma x w \right] dx$$

= Min. (6)

Wenn wir die obigen Werte einsetzen, so erhalten wir:

$$A = \int_0^h \left[\frac{1}{2} J^3 \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{12 (1 - m^2)}{a^2} \cdot J \cdot w^2 - \frac{12 (1 - m^2) \gamma}{E} \cdot x \cdot w \right] dx \dots \quad (7)$$

Setzen wir nun zur Abkürzung

$$\xi = \frac{x}{h} \dots \dots \dots (7)$$

und

$$k = \frac{12 h^4 (1 - m^2)}{a^2}, \quad l = \frac{12 h^5 (1 - m^2) \gamma}{E} \dots \quad (7')$$

so erhalten wir (bis auf einen unwesentlichen Faktor)

$$A = \int_0^1 \left[\frac{1}{2} J^3 \left(\frac{d^2 w}{d \xi^2} \right)^2 + \frac{1}{2} k \cdot J \cdot w^2 - l \xi w \right] d \xi \quad (8)$$

An diesen Ausdruck werden wir alle folgende Entwicklungen anknüpfen. Die unbekannte Funktion $w = w(\xi)$ ist so zu bestimmen, daß A einen kleinsten Wert enthält.

Die erste notwendige Bedingung (d. i. die einzige, die hier in Betracht kommt) für das Minimum des Integrales

$$J = \int_0^1 F \left(\frac{d^2 w}{d \xi^2}, \frac{dw}{d \xi}, w, \xi \right) d \xi,$$

worin F eine bekannte Funktion seiner Argumente darstellt, besteht, wie die Variationsrechnung lehrt, in dem Verschwinden der Lagrangeschen Ableitung

$$\frac{d^2}{d \xi^2} \left(\frac{\partial F}{\partial w''} \right) - \frac{d}{d \xi} \left(\frac{\partial F}{\partial w'} \right) + \frac{\partial F}{\partial w} = 0,$$

($w' = \frac{dw}{d \xi}$, usw.) welche Gleichung als Differenzialgleichung für die unbekannte Funktion w zu betrachten ist.

Wir bekommen daher als Differenzialgleichung für das durch $A = \text{Min.}$ gegebene Variationsproblem

$$\frac{d^2}{d \xi^2} \left(J^3 \frac{d^2 w}{d \xi^2} \right) + k \cdot J \cdot w - l \xi = 0 \dots \quad (9)$$

welche Gleichung von Reißner (a. a. O.) direkt abgeleitet und für den Fall linear veränderlicher Wandstärke nach allgemeinen Methoden aus der Theorie der linearen Differenzialgleichungen mit nicht konstanten Koeffizienten gelöst wurde.

Damit eine dieser Differenzialgleichung genügende Funktion w eine Lösung der Probleme sein könne, muß sie folgende Grenzbedingungen erfüllen. Es muß für

$$\left. \begin{aligned} \xi = 1, \quad w = 0, \quad \frac{dw}{d \xi} = 0 \\ \text{(eingespanntes Ende)} \\ \xi = 0, \quad M_x = 0, \quad Q_x = 0 \\ \text{(freies Ende)} \end{aligned} \right\} \dots \quad (10)$$

$$\text{d. h.} \quad J^3 \frac{d^2 w}{d \xi^2} = 0, \quad \frac{d}{d \xi} \left(J^2 \frac{d^2 w}{d \xi^2} \right) = 0$$

Zur näherungsweise Auflösung dieses Problems soll nun, wie gesagt, die Methode von W. Ritz verwendet werden. Sie läßt sich kurz so darstellen: wir nähern uns der gesuchten Lösung durch eine Reihe von Polynomen P_n durch einen Ansatz von der Form:

$$w_n = a_1 P_1 + a_2 P_2 + \dots + a_n P_n \quad (11)$$

wobei die Polynome so gewählt sind, daß sie einzeln die durch (10) gegebenen Randbedingungen befriedigen. Dann setzen wir w_n für die gesuchte Lösung w in den Ausdruck (8) für die Formänderungsarbeit A und bestimmen die Koeffizienten a_1, a_2, \dots, a_n so, daß A , worin nun die Integrationen ausgeführt werden können, und welches durch die Substitution eine nicht homogene quadratische Funktion der a_1, a_2, \dots, a_n wird, einen extremen Wert erhält, d. h., da wir dadurch ein gewöhnliches Extremalproblem erhalten haben, so, daß

$$\frac{\partial A}{\partial a_1} = 0, \quad \frac{\partial A}{\partial a_2} = 0, \dots, \quad \frac{\partial A}{\partial a_n} = 0. \quad (12)$$

Man erhält so für jede Annäherungsfunktion w ein System von gewöhnlichen (nicht homogenen) linearen Gleichungen, deren Determinante nicht verschwindet*); ihre Auflösung liefert die Koeffizienten a_1, a_2, \dots, a_n für die Funktion w_n ; man erhält natürlich für jedes n andere Koeffizienten a_i , die ihrerseits gegen bestimmte Grenzwerte konvergieren.

Die Methode gilt — allgemein — für alle Probleme, die aus einem Variationsproblem ableitbar sind (wzu insbesondere fast alle in der Technik vorkommenden Gleichgewichtsaufgaben gehören), wenn auch ihre allgemeine Zulässigkeit von Bedingungen abhängt, die heute noch nicht vollkommen angeführt werden können, und auch

*) Denn setzt man (nach Ritz)

$$\alpha_{pq} = \alpha_{qp} = \int_0^1 \left[j^3 \cdot P_p'' \cdot P_q'' + k \cdot j \cdot P_p P_q \right] d\xi,$$

$$\alpha_p = l \int_0^1 \xi P_p d\xi,$$

so lautet das Gleichungssystem (12) einfach

$$\sum_{p=1}^n \alpha_{pq} a_p = \alpha_q, \quad (q = 1, 2, \dots, n). \quad (12')$$

Die Lösung von (12) und (12') ist immer möglich und eindeutig, weil die quadratische Form

$$\sum_{p,q} \alpha_{pq} a_p a_q = \frac{1}{2} \int_0^1 \left[j^3 w_n'^2 + k \cdot j \cdot w_n^2 \right] d\xi$$

stets positiv ist und nur für $w_n \equiv 0$ verschwindet.

in den meisten Fällen die vollständigen Konvergenzbeweise nicht zu erbringen sind.

Die Methode liefert um so rascher brauchbare Werte, je besser man die Funktionen P_i (die durchaus nicht Polynome sein müssen) gewählt hat. Praktisch kommt es natürlich auch auf die Größe der Rechenarbeit an, die ihre Einführung mit sich bringt. Für das gegebene Problem dürften sich die gewählten, nach Polynomen fortschreitenden Reihen wohl am besten eignen. Es handelt sich dabei nicht allein um die Bestimmung der Formänderung $w = w(\xi)$, sondern insbesondere auch um die Bestimmung der Biegemomente M_x , die im wesentlichen durch die zweiten Differenzialquotienten $\frac{d^2 w}{d\xi^2}$ gegeben

sind. Es ist nun eine Eigenschaft solcher (interpolarischer) Annäherungsfunktionen w_n , daß sie i. a. bei beliebig oft wiederholter Differenziation nicht brauchbar bleiben, so daß besondere Bedingungen erfüllt sein müssen, wenn auch der zweite oder ein höherer Differenzialquotient noch eine richtige Darstellung liefern soll. Allein man kann, wenn man sich auf nicht zu große Werte von n (s. unten) beschränkt, durch Steigerung der Zahl der Annäherungen (es genügen auch hierfür meist 3) auch für die Momente brauchbare Werte erhalten.

Was nun das Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit selbst anlangt, das wir hier zugrunde gelegt haben, so liegen dafür mehrere Beweise vor und Versuche, um seinen Inhalt vollkommen klarzustellen. Einen allgemeinen Beweis von großer Einfachheit pflegt Herr Prof. Dr. Ph. Forchheimer seit Jahren in seinen Vorlesungen zu geben, den ich mit seiner freundlichen Erlaubnis hier mitteilen möchte*).

Wenn das Superpositionsgesetz gilt (was ausdrücklich zu betonen ist), so ist die Senkung eines elastischen Systems unter gegebenen Lasten 'unabhängig' von dem ursprünglichen Zustande des Systems. Da nun, wenn man Lasten aufbringt, die Arbeit der sinkenden Lasten gleich sein muß der hinzukommenden Arbeit der hierbei entstehenden inneren Kräfte, und da die Senkungen, wie gesagt, unabhängig von den ursprünglichen inneren Kräften sind, folgt weiter, daß dann die „Lastsenkungsarbeit“ selbst von dem ursprünglichen Zustand unabhängig ist. Außer der Lastsenkungsarbeit ist im System jene Arbeit enthalten, welche beim „Montieren“ des Systems von den Arbeitern verrichtet werden mußte, weil die Glieder nicht genau in den richtigen Dimensionen hergestellt werden konnten. Diese „Mon-

*) Man vergleiche: J. Weingarten, Archiv der Math. 3. Reihe, 2. Band (1902), Fränkel, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver., Hannover (1882); Mohr, Wochenblatt f. Arch. u. Ing. (1883), s. auch Mehrtens, „Vorlesungen“, III. Bd., S. 235 ff.

tagearbeit“ kann übrigens auch in einem ursprünglich spannungslosen und temperaturgleichen System durch ungleiche Erwärmung der einzelnen Systemteile nachträglich erzeugt werden.

Die Gesamtarbeit im System ist nach dem Gesagten gleich der Montgearbeit plus der für die gegebenen Lasten konstanten Lastsenkungsarbeit. Von den unendlich vielen möglichen Spannungsverteilungen entspricht also bei gleichförmiger Temperatur diejenige dem ursprünglich spannungslosen Zustand, bei welcher die Montgearbeit (die nicht negativ sein kann) so klein als möglich, d. h. Null war, oder die Formänderungsarbeit ein Minimum ist; unter Formänderungsarbeit ist dabei die Summe der Arbeiten verstanden, die dazu notwendig waren, die einzelnen Systemglieder aus dem spannungslosen in jenen Zustand zu bringen, den sie im belasteten System haben.

III. Behälterwand mit Dreiecksquerschnitt.

Für die Behälterwand mit Dreiecksquerschnitt machen wir den Ansatz:

$$v = v_u \cdot \xi \dots \dots \dots (13)$$

setzen wir dann noch:

$$\left. \begin{aligned} z = \frac{k}{v_u^2} &= \frac{12h^4(1-m^2)}{a^2 v_u^2} \\ \lambda = \frac{1}{v_u^3} &= \frac{12h^5(1-m^2)\gamma}{E d_u^3} \end{aligned} \right\} \dots \dots (13')$$

so nimmt der Ausdruck für A die einfachere Form an:

$$A = \int_0^1 \left[\frac{1}{2} \xi^3 \left(\frac{d^2 w}{d \xi^2} \right)^2 + \frac{z}{2} \xi w^2 - \lambda \xi w \right] d \xi = \text{Min.} \quad (14)$$

Wir approximieren die gesuchte Lösung

$$w = w(\xi)$$

durch den unmittelbar sich anbietenden Ansatz

$$w_n = (\xi - 1)^2 (a_1 + a_2 \xi + a_3 \xi^2 + \dots + a_n \xi^n) \dots (15)$$

von welchem jedes Glied einzeln die beiden ersten der Grenzbedingungen (10) erfüllt, während den beiden andern Bedingungen wegen $v_0 = 0$ identisch genügt wird. Die Koeffizienten a_1, a_2, \dots, a_n sind dann durch die in Abschnitt II angegebene Methode von W. Ritz zu bestimmen; wir wollen das erstemal den Gang der Rechnung ausführlicher durchführen, damit wir uns bei den Wiederholungen ganz kurz fassen können.

Dabei kommen gewisse bestimmte Integrale vor, die alle durch folgende allgemeine Formel erledigt werden:

$$J_{m,n} = \int_0^1 \xi^m (\xi - 1)^n d \xi = \frac{m! (-1)^n}{(n+1)(n+2) \dots (n+m+1)} \dots (16)$$

insbesondere ist

$$\begin{aligned} J_{0,2} &= \frac{1}{3}, J_{1,2} = \frac{1}{12}, J_{2,2} = \frac{1}{30}, J_{3,2} = \frac{1}{60}, \text{ usw.,} \\ J_{0,4} &= \frac{1}{5}, J_{1,4} = \frac{1}{30}, J_{2,4} = \frac{1}{105}, J_{3,4} = \frac{1}{280}, \text{ usw.} \end{aligned} \quad (16')$$

Als 1. Annäherung nehmen wir

$$w_1 = a_1 (\xi - 1)^2 \dots \dots \dots (17)$$

und bilden

$$w_1' = 2 a_1 (\xi - 1), w_1'' = 2 a_1.$$

Dies setzen wir in den Ausdruck (14) ein und erhalten mit Benutzung von (16)

$$A_1 = \frac{a_1^2}{2} \left(1 + \frac{z}{30} \right) - \lambda a_1 \cdot \frac{1}{12};$$

wir bilden nun

$$\frac{\partial A_1}{\partial a_1} = 0 = a_1 \left(1 + \frac{z}{30} \right) - \frac{\lambda}{12}$$

woraus folgt

$$a_1 = \lambda \cdot \frac{5}{60 + 2z},$$

und weiter

$$\frac{w_1}{\lambda} = \frac{5}{60 + 2z} (\xi - 1)^2,$$

was allerdings noch Fehler enthalten würde, die im Maximum für $z = 10:80\%$ und für $z = 100$ noch viel mehr betragen würden. (Die Fehler sind bei der 1. Annäherung relativ groß, weil durch die Wahl von (17) über die Form der elastischen Linie der gedehnten Behälterwand eine viel zu spezielle Annahme getroffen wird; tatsächlich unterscheidet sich die durch (17) dargestellte Parabel besonders für größere Werte von z beträchtlich von den sich wirklich ergebenden Formen.)

Weit bessere Ergebnisse erhalten wir schon durch die 2. Annäherung:

$$w_2 = (\xi - 1)^2 (a_1 + a_2 \xi),$$

wobei also

$$\begin{aligned} w_2' &= (\xi - 1) (2 a_1 - a_2 + 3 a_2 \xi), \\ w_2'' &= 2 (a_1 - 2 a_2 + 3 a_2 \xi) \dots \dots \dots (20) \end{aligned}$$

dann wird

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{2} a_1^2 \left(1 + \frac{z}{30} \right) + a_1 a_2 \left(\frac{2}{5} + \frac{z}{105} \right) \\ &\quad + a_2^2 \left(\frac{1}{5} + \frac{z}{560} \right) - \lambda \left(\frac{a_1}{12} + \frac{a_2}{30} \right). \end{aligned}$$

Durch partielle Differenziation nach a_1 und a_2 erhalten wir dann die folgenden beiden linearen Gleichungen als Bestimmungsgleichungen für die Koeffizienten $a_1 a_2$:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \left(1 + \frac{z}{30} \right) + a_2 \left(\frac{2}{5} + \frac{z}{105} \right) &= \frac{\lambda}{12}, \\ a_1 \left(\frac{2}{5} + \frac{z}{105} \right) + a_2 \left(\frac{2}{5} + \frac{z}{280} \right) &= \frac{\lambda}{30}, \end{aligned} \right\} \dots \quad (21)$$

deren Auflösung liefert:

$$\left. \begin{aligned} a_2 \cdot \frac{a_1}{\lambda} &= 0.02 - 0.4(1984 z^*), \\ a_2 \cdot \frac{a_2}{\lambda} &= 0.3(31746 z), \end{aligned} \right\} \dots \quad (22)$$

wobei

$$a_2 = 0.24 + 0.2(92857 z + 0.4)283447 z^2.$$

In diesem Fall ist der Fehler in w für $z = 10$ etwa $\frac{2}{3}\%$, für $z = 100$: 1.9% , die Werte sind also bereits sehr brauchbar (verglichen mit den Resultaten von H. Reißner a. a. O.).

Aus diesen Formeln folgt für:

$$\begin{aligned} z = 10, \quad \frac{a_1}{\lambda} &= 0.0589, \quad \frac{a_2}{\lambda} = 0.00946, \\ z = 100, \quad &= 0.0124, \quad = 0.0218. \end{aligned}$$

3. Annäherung:

$$w_3 = (\xi - 1)^2 (a_1 + a_2 \xi + a_3 \xi^2)$$

und

$$w_3'' = 2 a_3 (\xi - 1)^2 + 4 (a_2 + 2 a_3 \xi) (\xi - 1) + 2 (a_1 + a_2 \xi + a_3 \xi^2) \dots \quad (23)$$

oder, welche Form für die Ausrechnung der Biegemomente geeigneter ist:

$$w_3'' = 2 (a_1 + a_2 + a_3) + 6 a_2 (\xi - 1) + 12 a_3 \xi (\xi - 1) \dots \quad (23)$$

In diesem Falle erhalten wir die linearen Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} a_1 \left(1 + \frac{z}{30} \right) + a_2 \left(\frac{2}{5} + \frac{z}{105} \right) + a_3 \left(\frac{1}{5} + \frac{z}{280} \right) &= \frac{1}{12} \lambda, \\ a_1 \left(\frac{2}{5} + \frac{z}{105} \right) + a_2 \left(\frac{2}{5} + \frac{z}{280} \right) + a_3 \left(\frac{2}{7} + \frac{z}{630} \right) &= \frac{1}{30} \lambda, \\ a_1 \left(\frac{1}{5} + \frac{z}{280} \right) + a_2 \left(\frac{2}{7} + \frac{z}{630} \right) + a_3 \left(\frac{9}{35} + \frac{z}{1260} \right) &= \frac{1}{60} \lambda, \end{aligned} \right\} \dots \quad (24)$$

deren Auflösung liefert:

$$\left. \begin{aligned} a_3 \cdot \frac{a_1}{\lambda} &= 0.081633 + 0.6(2624 z^2, \\ a_3 \cdot \frac{a_2}{\lambda} &= 0.001587 z + 0.5(15747 z^2, \\ a_3 \cdot \frac{a_3}{\lambda} &= -0.3(3401 z + 0.5)39368 z^2, \end{aligned} \right\} \dots \quad (25)$$

worin

$$\begin{aligned} a_3 &= 0.9796 + 0.039455 z + 0.3(171867 z^2 \\ &\quad + 0.7)9320 z^3. **) \end{aligned}$$

Aus diesen Gleichungen ergibt sich z. B. für

$$z = 10,$$

$$\frac{a_1}{\lambda} = 0.05869, \quad \frac{a_2}{\lambda} = 0.0113, \quad \frac{a_3}{\lambda} = -0.002164,$$

$$z = 100,$$

$$\frac{a_1}{\lambda} = 0.01251, \quad \frac{a_2}{\lambda} = 0.0212, \quad \frac{a_3}{\lambda} = 0.00079.$$

Der Vergleich mit den früher gefundenen Werten (insbesondere für $\frac{a_1}{\lambda}$) zeigt schon eine sehr gute Konvergenz.

Das ganze elastische Verhalten des Behälters hängt, wie schon Reißner bemerkt, im wesentlichen von der Größe z ab; dies tritt auch in diesen Formeln deutlich zutage: Alle Behälter mit demselben z sind elastisch äquivalent. Höhere Annäherungen werden vorteilhaft nicht mehr durch direkte Auflösung der Gleichungen bestimmt, sondern es können in den nächstfolgenden Gleichungssystemen durch Ermittlung der Korrekturen die Werte fortgesetzt verbessert werden, da man durch die ersten Annäherungen jedenfalls schon sehr brauchbare Werte erhält. Dem Werte $z = 0$ entspricht die gerade Wand ($a = \infty$).

Das Biegemoment an der Stelle ξ ist dann gegeben durch (4) in der Form:

$$\begin{aligned} M_x &= - \frac{J}{J_u} \cdot h^3 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \\ &= - \frac{1}{\lambda} \xi^3 \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \cdot 10^3 h^3 = C \cdot h^3 \dots \quad (26) \end{aligned}$$

wenn gesetzt wird:

$$C = - \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{d^2 w}{d \xi^2} \cdot \xi^3 \cdot 10^3 \dots \quad (27)$$

Auf Grund der obigen Werte erhält man folgende Tabelle I, in der auch die Größen C zur Darstellung der Biegemomente eingetragen sind, wie sie sich durch Benutzung von w'' nach (23) ergeben; es zeigt sich, daß auch die zweiten (und dritten) Differenzialquotienten noch gut brauchbare Werte ergeben.

*) Durch (n) deuten wir an, daß hinter dem Dezimalpunkt vor der ersten Ziffer n Nullen stehen.

**) Die Determinanten A sind unter allen Umständen positiv, wie in Fußnote *) S. 172 kurz bewiesen wurde; daher kann sich niemals ein sinnloses Resultat ergeben.

ξ	$x = 10$		$x = 1000$	
	$w/\lambda \cdot 10^3$	C	$w/\lambda \cdot 10^3$	C
0,0	58,69	0,000	12,506	0,000
0,1	48,43	0,077	11,855	— 0,046
0,2	38,95	0,685	10,740	— 0,275
0,3	30,32	2,529	9,282	— 0,595
0,4	22,63	6,648	7,603	— 0,616
0,5	15,95	13,656	5,828	0,374
0,6	10,35	24,814	4,063	3,418
0,7	5,90	41,424	2,497	9,893
0,8	2,65	64,620	1,199	21,531
0,9	0,67	95,659	0,322	40,424
1,0	0,00	135,650	0,000	69,042

$$S_{\eta} = E \cdot \vartheta \cdot \frac{w}{a} = \left(\frac{w}{\lambda} \cdot 10^3 \right) \cdot \frac{z h a}{\vartheta_u} \cdot \vartheta \cdot -$$

(Schluß folgt.)

Lager der Querhallenbinder.

Berührungsdruck zylindrischer Körper liefert für die Lagerschalen eine größte Pressung von 3,3 t/qcm. Ein solcher Wert erscheint durchaus unbedenklich; denn er herrscht ja nur in der Mitte der Berührungslänge und nimmt nach deren Enden hin auf Null ab; außerdem gibt die Hertzsche Formel etwas größere Werte, als andere Formeln, z. B. von Köpcke und Barkhausen. Als weiterer Beweis sei angeführt, daß die Rollenlager rechnerisch sogar einen Berührungsdruck von rund 5 t/qcm erleiden, und trotzdem bei den Versuchen

ist; sie hat den Zweck, einen isolierenden Luft-raum zu schaffen und die Zwischenbinder soweit zu verdecken, daß nur ihre Untergurte sichtbar bleiben, und daß somit die ganze Fläche von einem Soffittenbinder bis zum andern zu einer einzigen Wölbung zusammengefaßt wird. Die Querhalle wirkt dadurch viel gewaltiger, als wenn sämtliche Binder in ganzer Höhe sichtbar wären. Selbstverständlich zeigen auch die Oberlichte zweifache Verglasung.

Die äußere Dachhaut war zunächst in Bims-

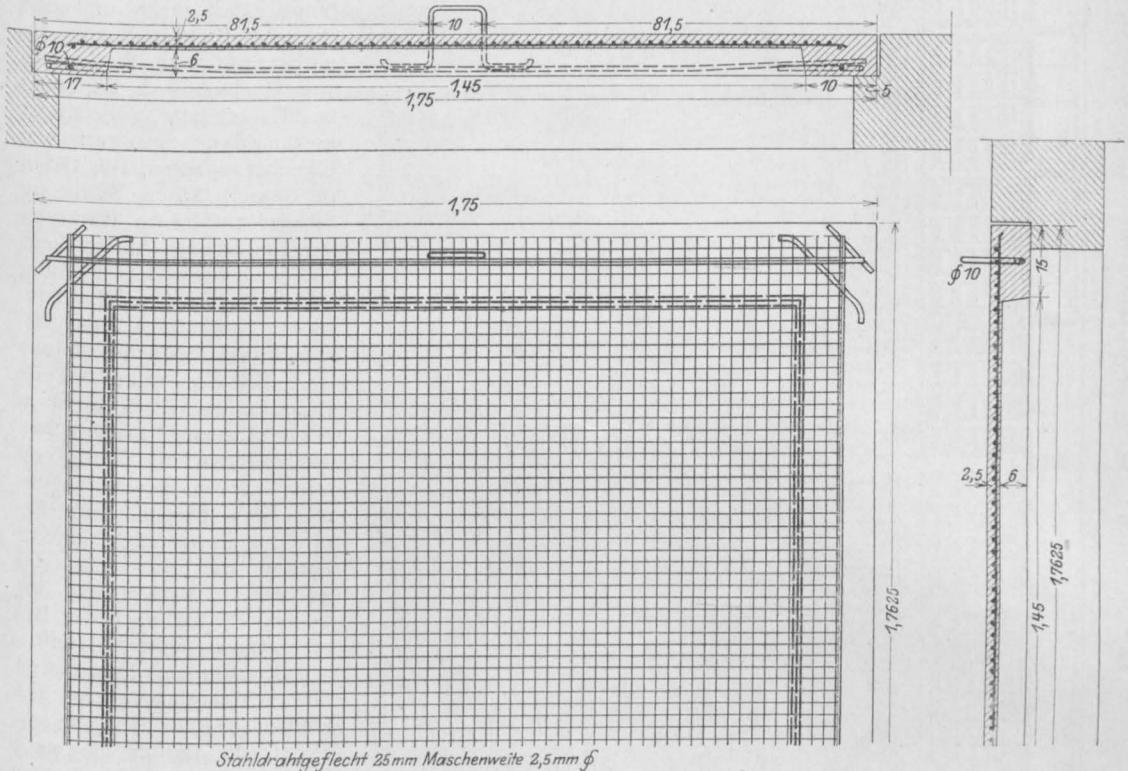


Fig. 15.

Eisenbetontafeln für die innere Decke der Querhalle.

in Groß-Lichterfelde nur eine ganz geringe, kaum meßbare, und nur aus den Versuchsergebnissen gefolgerte Abplattung der Rollen und Einbauchung der Platten gezeigt haben. Die festen Lager der Querhallenbinder, auf den Abschlußbindern ruhend, sind mit Hilfe stählerner Schalen als Kipplager ausgebildet (Fig. 12).

4. Die Decken der Querhalle.

Besondere Erwähnung verdienen noch die eigentlichen Decken der Querhalle, die von deren Bindern getragen werden. Es bestehen deren 2, eine äußere, die die Schneelast und den Winddruck aufnimmt und eine innere, die, wie die Perspektive in Fig. 3 zeigt, kassettenförmig geteilt

beton geplant; man ist davon jedoch abgekommen, weil durch die außerordentlich leichte Bauweise der inneren Decke eine Ausführung der äußeren in gewöhnlichem Beton möglich wurde. Die Decke zeigt nunmehr in der Ausführung (Fig. 13) eiserne Pfetten (I-Träger), die nur mit Beton umhüllt werden und zwischen sich eine Eisenbetonplatte von 4,5 cm Stärke tragen. Die Dachhaut wird durch eine doppelte Lage von Ruberoid geschützt.

Noch mehr von der ursprünglich geplanten Massivbauweise weicht die Ausführung der inneren, der Kassettendecke, ab (Fig. 14 und 15). Sie hatte man zunächst als Rabitzdecke geplant; doch würde diese Bauweise eine lange Bauzeit erfordert und ein Betreten der Decke verboten haben; so ging

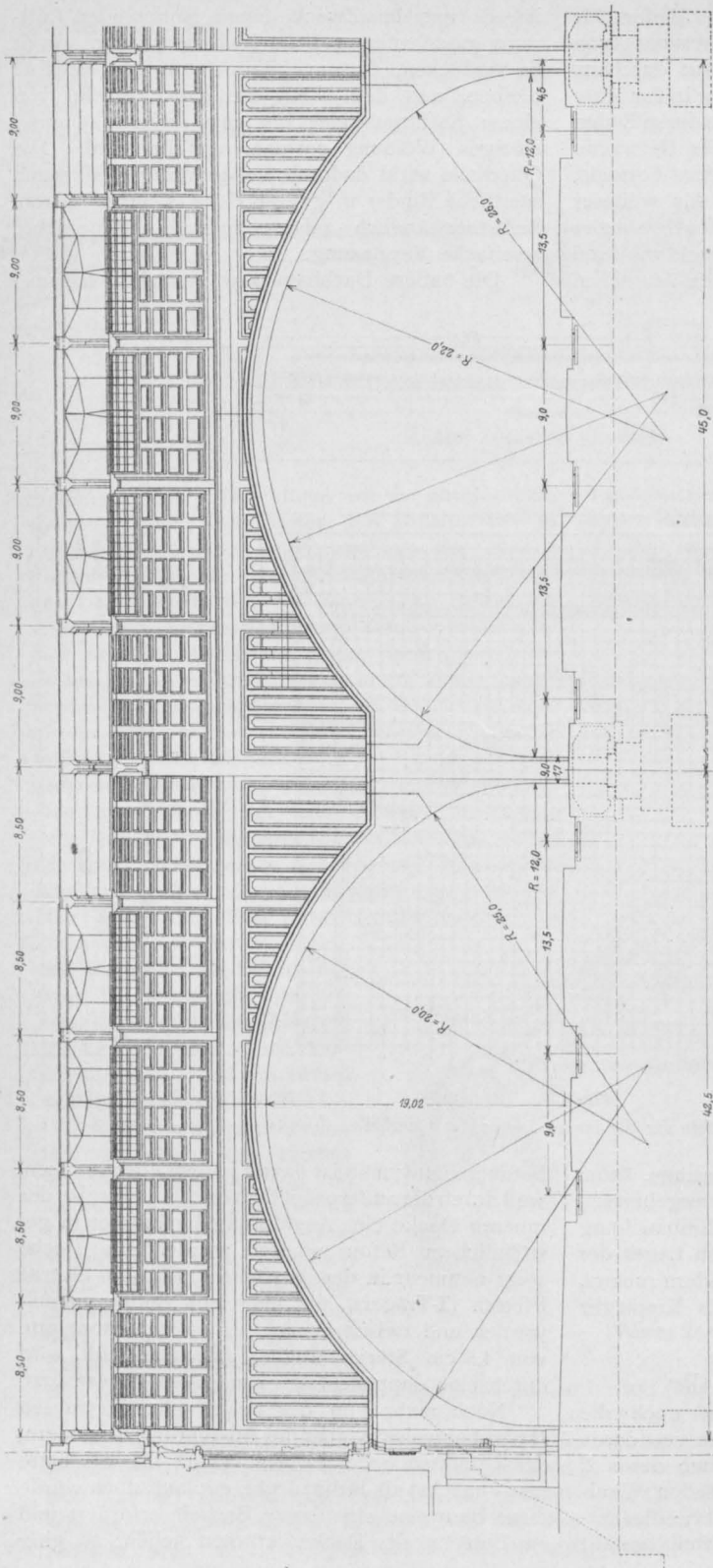


Fig. 16. Längsschnitt der Querbahnsteighalle. Ansicht gegen die Abschlusshinder.

man auf den Vorschlag der ausführenden Firmen ein, fertig gestampfte, allseitig aufliegende Eisenbetonplatten zu verwenden. Die Decke zeigt nunmehr eiserne Pfetten, die aber nur zum Teil mit Beton umhüllt sind, nämlich nur soweit, als es zur Herstellung der Rippen notwendig ist. Die Rippen in Richtung der Binder bestehen aus Eisenbeton. Auf ihnen und den eisernen Pfetten liegen die vorher, auf dem Werkplatze von Dyckerhoff & Widmann in Cossebaude sorgfältigst gestampften quadratischen Eisenbetonplatten, von 1,65 m im Geviert, 2,5 cm Stärke im Spiegel und 8,5 cm Stärke an der Umfassung. Sie sind mit einem Geflecht von $2\frac{1}{2}$ mm Stahldraht in 2,5 cm Maschenweite bewehrt. Das Mischungsverhältnis des Betons ist: 1 Teil Zement auf 3 Teile Dolomitgrus. Zwei Bügel in der Umfassung ermöglichen das Einlegen der Platte von oben her in die Nuten der tragenden Rippen. Ihre Erprobung als allseitig gelagerte Platten hat eine sehr viel größere Tragfähigkeit ergeben, als sie nach der Berechnung zu erwarten steht.

Die Rippen der inneren Oberlichtverglasung sind aus kleinen eisernen Trägern gebildet, die an das Tragwerk der äußeren Verglasung (eiserne Fischbauchträger) angehängt sind. Bemerkt sei noch, daß die Oberlichte etwa $\frac{1}{3}$ der gesamten Grundfläche der Querhalle einnehmen. Diese Grundfläche umfaßt rund 10,000 qm; einige Preise folgen später.

III. Die Abschlussbinder.

Den Übergang von der massiven Querhalle zu den Längshallen bilden die sechs Abschlußbinder, deren 2 in Fig. 16 dargestellt sind. Sie tragen die Pfetten der Längshalle, die Füße der Quer-

hallenbinder, und zwischen diesen eine senkrechte Wand von der Bogenleibung bis hinauf zur äußeren Decke der Querhalle. Dieser seitliche Abschluß der Querhalle ist notwendig, da sie sich ja weit über die Satteldächer der Längshallen hinaus erhebt. Durch den ungünstigen Baugrund in Leipzig war man gezwungen, die Abschlußbinder, die ja eine ganz gewaltige Belastung zu tragen haben, als Dreigelenkbögen zu konstruieren. Selbstverständlich mußte auch die senkrechte Wand auf ihnen an den Stellen der Gelenke durch lotrechte Fugen beweglich gemacht werden. Die Form der Abschlußbögen entspricht genau der Stützlinie (Fig. 17), die Scheitelstärke ist 75 cm, die Kämpferstärke 1,25 m; die Breite der Binder durchweg 4 m. Sie sind in normaler Weise längs armiert, oben und unten; vor den Gelenken durch

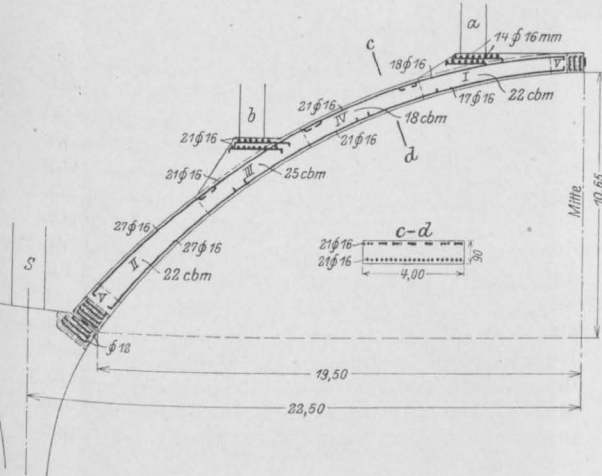


Fig. 17.

Bewehrung eines Abschlußbinders.

Quereisen. Bei der Berechnung war auch die Wirkung des Winddruckes quer zum Gewölbe mit zu berücksichtigen.

Die größte Beanspruchung beträgt im Beton 47 kg/qcm, wobei das Eisen nicht gerechnet ist. Als Gelenke sind hier Betonquader mit 5 mm starken Weichbleizwischenlagen im mittleren Drittel verwendet, die eine höchste Pressung von 80 kg/qcm erfahren. In 5 Tagen ist ein Binder gestampft worden, und zwar, auf beiden Bogenhälften natürlich gleichzeitig, in der Reihenfolge der Zahlen I bis V in Fig. 17, die größte Betonmenge für 1 Tag zu 2·25 cbm gerechnet. Die Gelenkquader werden schon vorher auf der Schalung gestampft. — Die innere Leibung der Abschlußbinder zeigt Kassetenteilung wie die Querhalle. Während hier die Konstruktion der Binder verhältnismäßig einfach ist, so bietet dafür der Bauvorgang eine ganz besondere Erschwernis. Von den 6 Abschlußbindern sind zunächst nur 3 gebaut, die auf der preußi-

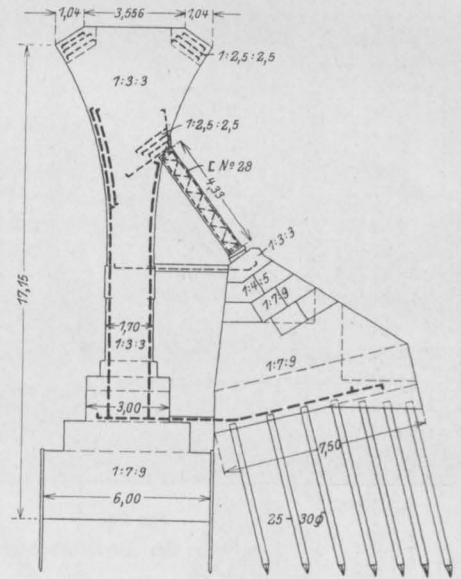


Fig. 18.

Vorläufige Absteifung eines Pfeilers der Abschlußbinder bei einseitiger Belastung.

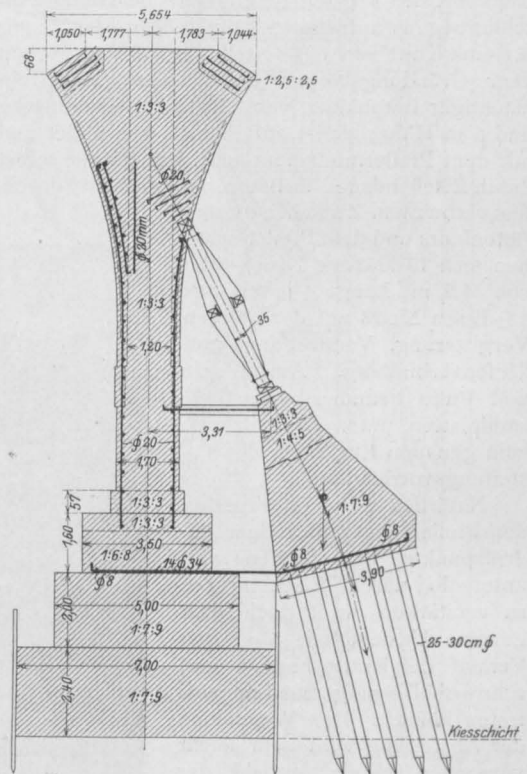


Fig. 19.

Pfeilerabsteifung zur Ausgleichung der Bogenschübe.

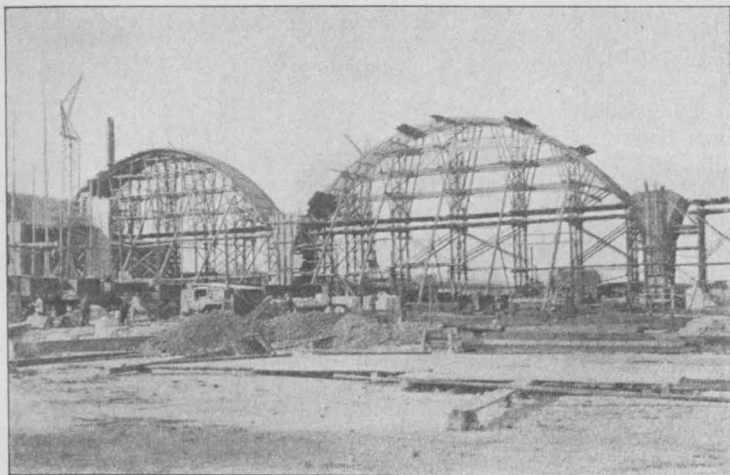


Fig. 20.

Lehrgerüst der Abschlußbinder.

schen Seite liegenden; das hängt mit dem Bauplane für die Gleisanlagen zusammen. Man mußte also darauf bedacht sein, den mittelsten Pfeiler vorläufig abzusteuern, so, daß er den ganzen Schub eines mit den 4 Querhallenbindern belasteten Abschlußbogens aufnehmen kann. Diese Abstützung für eine Kraft von 1600 t stellt Fig. 18 dar. Neben dem Gründungskörper des Pfeilers steht ein mächtiger Betonklotz, von 7,5 · 8,5 qm Grundfläche und 6 m Höhe; er ist auf Pfählen gegründet und mit dem Pfeilerfundament und dem Pfeiler selbst durch Eiseneinlagen in Beton, also zug- und druckfest verbunden. Zwischen diesem Betonklotz und dem Pfeiler spannen sich 10 kräftige Druckstäbe von 4,5 m Länge, jeder aus 2 C-Eisen Nr. 28 mit der nötigen Vergitterung, Verstrebung und Tiefenverbindung. Am Kopfe und Fuße befinden sich Gußstahlplatten, unten Hartholzkeile zum genauen Einpassen der Absteifungsvorrichtung.

Natürlich war es notwendig, den Pfeiler gegenüber dem Angriffspunkte der Steifen und unterhalb durch Eiseneinlagen zu verstärken, weil doch eine gewisse Unsicherheit über den Verlauf der Kräfte besteht und sehr wohl Biegemomente auftreten können. Die Wegnahme der Absteifung wird sehr leicht vonstatten gehen, sobald der nächste Bogen den Pfeiler belastet; denn dieser wird dann voraussichtlich etwas nach links

gehen und so die Steifen freigeben. Eine solche Abstützung steht zurzeit in Leipzig und entspricht durchaus allen Anforderungen; der Pfeiler ging bei der Ausrüstung der Querhallenbinder am Angriffspunkte der Steifen um 1 mm zur Seite.

Eine andere solche Abstützung, die früher verwendet worden ist, wies Holzsteifen auf (Fig. 19) und hat sich gleichfalls gut bewährt; ihr Zweck war allerdings nur die Ausgleichung der verschiedenen großen Bogenschübe der benachbarten Binder.

IV. Ausführung und Kosten der Eisenbetonhalle.

Von der eigentlichen Ausführung wäre noch zu erwähnen, daß sämtliche Ansichtsflächen Vorsaßbeton aus Dolomitgrus erhalten, dessen geringste Stärke 1,5 bis 2 cm beträgt, der aber an manchen Stellen, z. B. in den Kassettenrippen bis zu 12 cm Stärke erhält. Eine recht gute Vorstellung von den Abmessungen der besprochenen Bauwerke gibt außer der Perspektive noch die Fig. 20; es stellt die Rüstung der Abschlußbinder dar; dazwischen stehen die Pfeiler. Mit 45 m Spannweite und 22 m Höhe über Gelände bei 4 m Breite können sich diese Bögen mancher Brücke würdig an die Seite stellen. Die Schwierigkeit bei der Einrüstung und in der Zufuhr der Baustoffe, sowie den enormen

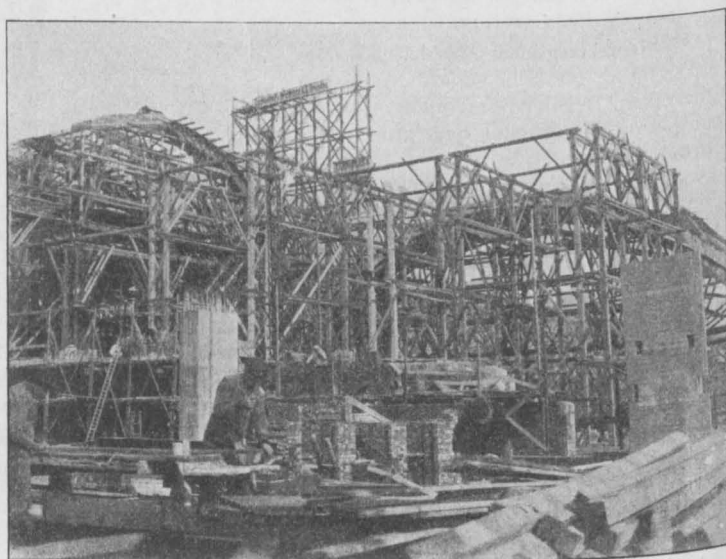


Fig. 21.

Rüstung der Abschlußbinder (rechts) und der Querhalle (links).

Holzverbrauch vermag man aus Fig. 21 zu ersehen; sie zeigt einen Blick vom Empfangsgebäude in die Querhalle und nach den Abschlußbindern zu. Von diesen ist rechts einer in der Schalung zu sehen; davor der Gerüstunterbau für die zu diesem Abschlußbinder gehörigen Querhallenbinder, links der in fast undurchdringliches Dunkel gehüllte Wirrwarr von Rüstungshölzern und -stämmen, als der sich das fertige Gerüst für die Querhallenbinder darstellt, die vor dem nächsten Abschlußbinder liegen. Als Maßstab dürfen wir natürlich nicht die beiden, weit im Vordergrund arbeitenden

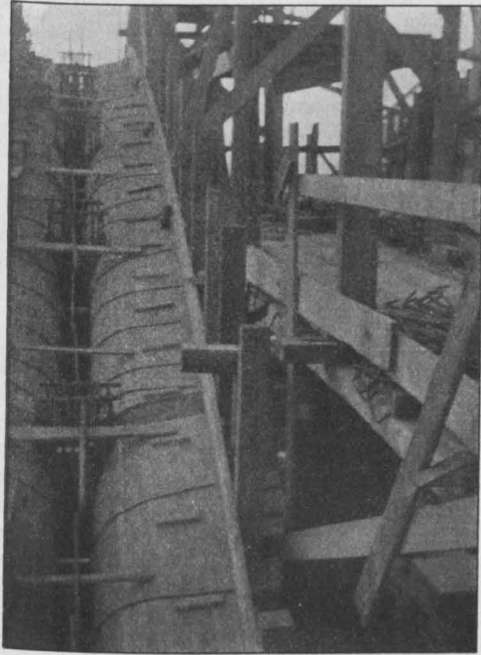


Fig. 22.

Schalung eines Binders der Querhalle,
von oben gesehen.

Leute betrachten, sondern etwa den Mann am oberen Ende der Leiter links hinten.

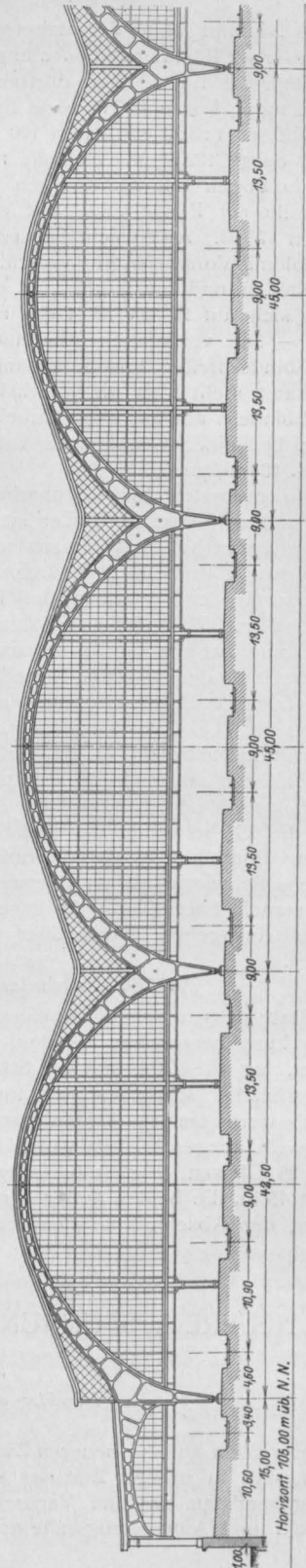
Endlich sei noch ein Bild zugefügt, das die Schwierigkeiten beim Einbringen des Eisens und des Betons gut kennzeichnet (Fig. 22). Es ist die Schalung für einen Querhallenbinder, von oben gesehen, mit dem voutenförmigen Übergang aus dem Steg in die Druckplatte. Der Beton im Zuggurt kann natürlich nicht durch den engen Spalt von oben her eingebracht werden; das geschieht durch Öffnungen in der Zuggurtschalung von der Seite her.

Zum Schluß mögen noch einige runde Zahlen Platz finden: Die Querhalle mit den Abschlußbindern erfordert (einschl. Gründungen) 12 000 cbm Beton und Eisenbeton im Preise von 1 300 000 M,



Fig. 23.

Gelenklage in den Bindern der
Längshallen.



im Durchschnitt ohne Vorsatzbeton und Bearbeitung, aber mit Rüstung und Schalung 109 M/cbm. Als Einheitspreise für 1 cbm dürften interessieren: Gründungen, Beton 1:7:9 ohne Eisen 23 M; Abschlußbogen 1:3:3 mit Eisen 100 M, Querhallenbinder desgl. 182,50 M. Gelenke 1:2,5:2,5 für die Abschlußbogen mit Bleieinlagen 120 M, für die Querhalle als Pendelwalze mit eisernen Lager-schalen 175 M. An Ansichtsflächen sind 19 200 qm in Dolomit-Vorsatzbeton verschiedener Stärke herzustellen und zu bearbeiten; die Kosten belaufen sich auf 143 000 M, 1 qm auf 6,75 bis 7,75 Mark. — Die vorläufigen Abstützungen der Abschlußbinderpfeiler kosten zusammen 16 000 M. Insgesamt stellt sich die Querhalle mit den Abschlußbindern und mit allem Zubehör auf 1 760 000 Mark; bei einer Grundfläche von 9800 qm also auf rd. 180 M/qm.

Die gesamten Eisenbetonarbeiten der Querhalle und der Abschlußbinder sind von den drei Firmen Dyckerhoff & Widmann in Dresden, Max Pommer und Rud. Wölle in Leipzig übernommen und zwar in der Verteilung, daß D. & W. 3 Teile, P. 1 Teil und W. 2 Teile ausführen. Die örtliche Bauleitung hat das Kgl. Neubauamt Leipzig, die Überwachung der baulichen Einzelheiten der Hallen liegt dem Brückenbaubureau der K. S. Staatsbahnen ob.

In unmittelbarem Zusammenhange mit der Querhalle stehen noch die Längswände auf dem Empfangsgebäude und auf den Abschlußbindern und die Giebelwände der Querhalle; auch bei diesen Bauteilen zweiter Ordnung war noch manche Schwierigkeit zu überwinden und ergab sich manch interessante Aufgabe. — Auf Einzelheiten einzugehen, würde hier jedoch zu weit führen.

V. Die Längshallen.

Statt dessen sollen die eisernen Längshallen noch kurz besprochen werden. Wie schon erwähnt, lag die Zahl und die Stützweite der einzelnen Hallen schon fest, als im Jahre 1906 der Wettbewerb um das Empfangsgebäude und die Querhalle ausgeschrieben wurde. Wir sehen über den 26 Gleisen (Fig. 2) 6 Hallen, die mittleren 4 mit 45 m, die beiden äußeren mit 42,5 m Stützweite; den Abschluß an den beiden Längsseiten

bildet je eine kleinere Halle von 15 m Weite, deren geringere Höhe die seitliche Ansicht günstig belebt. Ihre Binderform ist in der Ausführung anders, als Fig. 2 zeigt. Die Grundfläche der Hallen ist 60 000 qm. Für die Untergurtung der Regelbinder, die in 13,65 m Abstand stehen, war die Form der Abschlußbinder maßgebend; sie sind Dreigelenkbogen, gleich wie diese. Die Gelenklage ist aus Fig. 23 zu ersehen.

Die Schürzen der großen Hallen sind als selbständige Wände mit lotrechter Fensterteilung geplant, die von der Hallenkonstruktion unabhängig auf besonderen Säulen stehen und nur im oberen Rahmen durch den Windverband des Hallenendfeldes wagerecht gestützt werden (Fig. 24).

Zur Belichtung der Halle dienen außer den seitlichen Glaswänden flache, nur wenig über die Dachfläche sich erhebende Oberlichte, die über fast die ganze Hallenlänge reichend, stufenförmig angeordnet sind, und die in den vier mittleren Hallen, wo kein Seitenlicht wirkt, etwa $\frac{2}{3}$ der überdeckten Grundfläche einnehmen. In den Absätzen der Oberlichte sind einfache Lüftungsschlitze, über den Firstspalten überdies noch hohe, durchlaufende Lüftungsaufsätze vorgesehen, durch die ein kräftiger Abzug der Rauchgase ermöglicht werden soll.

Die Eindeckung der Hallen besteht aus 26 bis 28 mm starker, doppelt gespundeter Schalung auf hölzernen Sparren und Doppelklebedach: Die Oberlichte erhalten Drahtglas von 6 bis 8 mm Stärke auf Rinnensprossen nach System Degenhardt.

Zum Schlusse seien auch hier noch einige Kostenangaben beigelegt. Die Angebotspreise für 1 t Flußeisen schwankten bei der Ausschreibung von 245 bis zu 330 M; der Mittelwert war 300 M. Die Fa. Eilers hatte 255 M eingesetzt, und errechnete damit für den Regierungsentwurf der Längshallen eine Bausumme von rd. 2 000 000 Mark. Ihr Gegenentwurf schloß mit 1 700 000 M ab und brachte ihr den Zuschlag. Das Eisentragwerk allein kostet 28,4 M/qm Grundriß; rechnet man die Verglasung und Schalung dazu, so kostet 1 qm Längshalle rd. 40 M; die Verglasung sind mit 8,60 M, die Holzschalung mit 5,5 M für 1 qm eingesetzt.

NEUERE AUSFÜHRUNGEN VON BALKENBRÜCKEN AUS EISENBETON.

Von Regierungsbaumeister Gehler,
Direktor der Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Dresden.

Ein Blick auf die neueren Zweige der Technik zeigt, daß in unserer Zeit des Verkehrs und der weitgehendsten, raschen Verbreitung neuer Gedanken und Anwendungsfälle eine Entwicklung,

zu der früher Jahrhunderte erforderlich waren, sich heute zu unserer Überraschung in wenigen Jahrzehnten vollzieht. Die Ursachen hierfür mögen wohl vor allem in dem Fortschritt der mathema-

tischen, naturwissenschaftlichen Erkenntnis im vergangenen Jahrhundert, in der Anwendung neuer Methoden zur Erforschung der Kraftwirkungen und des Wesens der Baustoffe auf dem Wege des Versuchs und endlich in der langen ungestörten Friedenszeit zu suchen sein, die den führenden Kulturvölkern beschieden war. Wie sich die Elektrotechnik von den Anfängen bis zu einem hohen Grade der Vollkommenheit in wenigen Jahrzehnten entwickelt hat, während ihre ältere Schwester, die Dampfmaschinenkunde, hierzu weit mehr als ein Jahrhundert bedurft hat, so verhält es sich auch mit dem Eisenbetonbau im Vergleich zum Eisenbau. Auf die Brücken von Holz und Stein folgten am Anfang des 19. Jahrhunderts die eisernen Brücken und um die vergangene Jahrhundertwende die Eisenbetonbrücken. In einem Jahrzehnt hat sich ihre Entwicklung vollzogen, die, wie die unzähligen Anwendungsbeispiele heute erkennen lassen, bereits zu einem gewissen Abschluß gekommen ist. In dieser kurzen Zeit haben sich für die am häufigsten vorkommenden Fälle z. B. zur Überbrückung von Öffnungen bis zu 25 m Weite bestimmte Grundformen der Balkenbrücken ausgebildet, die sowohl in konstruktiver als auch in wirtschaftlicher Hinsicht als einwandfrei bezeichnet werden können, so daß grundsätzlich neue Lösungen kaum zu erwarten sind. Nur einige bemerkenswerte Sonderheiten und Einzelheiten mögen hier an der Hand mehrerer neuerer Ausführungen der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden, und ihrer Schwestergesellschaft, der Österreichischen Tiefbau- und Eisenbetongesellschaft, G. m. b. H. in Reichenberg (Böhmen) erörtert werden.

Während der Eisenbeton bei Fußgänger- und Straßenbrücken von Anfang an unbedenklich angewendet wurde, verhielten sich die Eisenbahnverwaltungen gegenüber der Verwendung von Eisenbeton unter Eisenbahngleisen bisher sehr zurückhaltend. Trotz mancherlei Bedenken verschloß man sich jedoch auch nicht der Einsicht, daß gerade die Eisenbeton-Bauweise besonders für kleinere Eisenbahnbrücken schätzenswerte Vorteile bietet. Der starre Zusammenhang zwischen Platte und Träger gewährt eine vorzügliche Lastverteilung der Raddrücke vor allem auch in der Querrichtung. Durch die verhältnismäßig große Masse wird der Nachteil der Stoßwirkung im Vergleich mit den eisernen Brücken wesentlich ge-

mindert. Die Ausbildung des Tragwerks ist besonders bei schiefen Brücken einfacher als bei Eisenbauten. Endlich bietet bei gewissenhafter Bemessung der Beton einen vorzüglichen Rostschutz der Eisen, wodurch die lästige Unterhaltung vermieden wird. Die Erkenntnis dieser Vorteile führte zunächst zu der Anwendung von Tragwerken mit biegungsfesten Eiseneinlagen, die meist aus einbetonierten I-Trägern bestehen. In neuester Zeit ist aber auch eine Reihe Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen als reine Eisenbetonbalken ausgeführt worden, wovon im folgenden ein Beispiel gebracht werden möge.

Das große Eigengewicht der Eisenbeton-

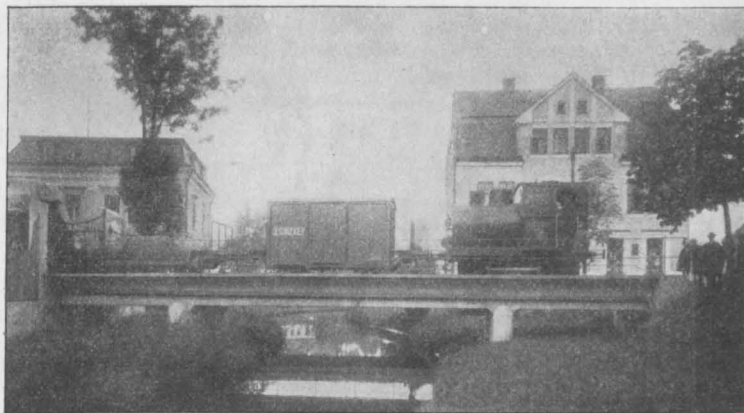


Fig. 1.

Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton für die Fabrik Ginzkey in Maffersdorf (Böhmen).

brücken, das den Vorteil einer erhöhten Sicherheit gegenüber den Stoßwirkungen gewährt, bringt allerdings den Nachteil mit sich, daß bei größeren Stützweiten der sogenannte Wirkungsgrad der Brücke, das Verhältnis der Verkehrslast zum Eigengewicht sehr klein wird. Die Biegemomente infolge des Eigengewichts können aber bekanntlich durch eine Einspannung der Trägerenden und durch Auflösung der Wände vermindert werden. Die Grundformen der eingespannten und der Rahmenträger werden daher besonders dann vorteilhaft angewendet, wenn es gilt größere Stützweiten mit Eisenbetonträgern zu überspannen. Hierzu kann dann noch die Einschnürung der Wandstärke durch Ausbildung von Nischen, die Anordnung von lochartigen Durchbrechungen oder endlich die Auflösung der Wände in ein Pfosten- oder Dreiecksfachwerk treten.

Während der dreiseitige Rahmenträger im Hochbau heute vielfache Anwendung besonders bei Hallen- und Dachbauten findet, ist er im Brückenbau seltsamerweise noch wenig verbreitet. Die erste Rahmenbrücke wurde im Bereiche der Königl. Sächs. Staatseisenbahnen ausgeführt und

zwar im Jahre 1904 bei der Überführung der Roßweinerstraße in Döbeln.*) Als Vorläufer hierfür sind die nach Entwürfen von Hennebique-Paris ausgeführten Brücken anzusehen, wie z. B. die

ganischer Weise verbunden ist. Zum steifen Rahmen wird dieses Gebilde jedoch erst durch die zielbewußte Ausbildung der Eckaussteifung und durch sinngemäße Eisenbewehrung. Die

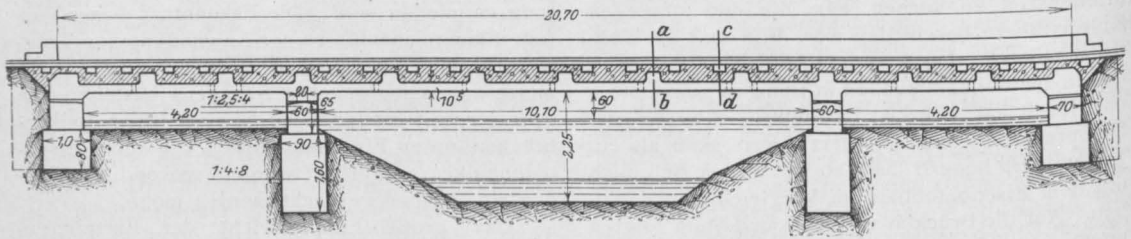


Fig. 2.

Längsschnitt der Brücke in Maßfersdorf.

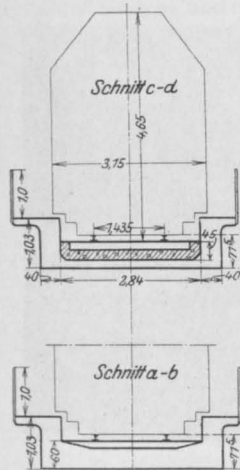


Fig. 3.

Querschnitt der Brücke in Maßfersdorf.

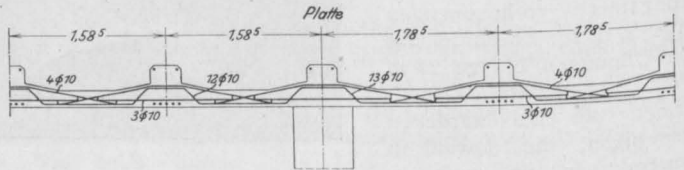
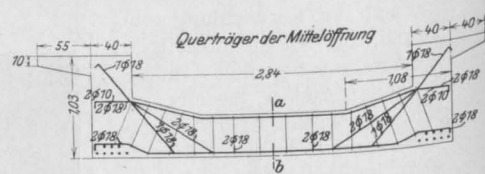
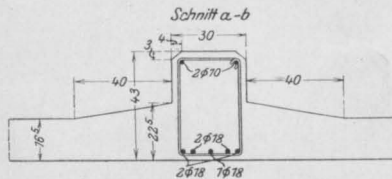


Fig. 5.

Bewehrung der Brücke in Maßfersdorf.

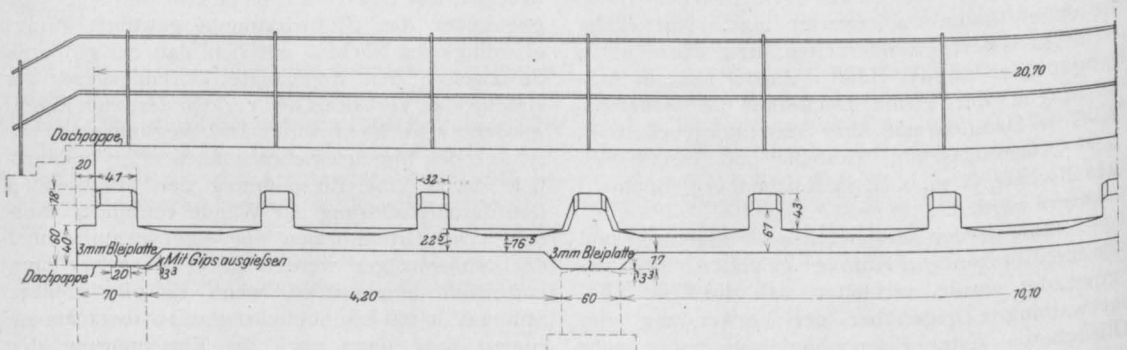


Fig. 4.

Fahrbahnplatte der Brücke in Maßfersdorf.

Staatsstraßenbrücke in Markersbach (Sachsen) bei denen der Balken in unmittelbarer Anlehnung an die Ausführungsformen im Hochbau mit den ihn stützenden Säulen in wenig or-

Entwicklung ist somit dieselbe, wie sie im Eisenbau zum Beispiel an dem Tragwerk der Hochbahnen in den Städten New-York und Brooklyn beobachtet werden kann, bei denen sich später beträchtliche Aussteifungen zwischen dem Träger und den Pfosten erforderlich machten. Nach den ersten Ausführungen von Eisenbeton-

*) Vergl. Gehler, Handbuch für Eisenbetonbau, Balkenbrücken. Berlin, W. Ernst & Sohn. 2. Aufl. S. 307.

Zur Entwässerung der Fahrbahntafel wurden



Schnitt durch den Querträger über der Stütze.

1. Die Überführungsbrücke eines Fabrikgleises in Maffersdorf (Böhmen), unseres



Bewehrung der Haupt-
träger der Brücke in
Maffersdorf.

Wissens die erste größere Eisenbetonbrücke unter Eisenbahngleisen in Böhmen, dient dazu, die durch den Neißefluß getrennten Gebietsteile der Teppichfabrik Ginzkey miteinander zu verbinden. Da die vorhandene feuerlose Lokomotive (s. Fig. 1) nur für geringe Steigung verwendbar ist und der Durchflußquerschnitt des Flusses nicht eingeengt werden durfte, war die Bauhöhe sehr beschränkt. Im Brückenlängsschnitt (Fig. 2) ergab sich die hier nahe liegende Anordnung von 2 Zwischenstützen an den Rändern des regulierten Flußbettes, so daß als Grundform ein durchlaufender Balken gewählt wurde mit 10,70 m Stützweite der Mittelöffnung und je 4,75 m Stützweite der beiden Endfelder. Im Brückenquerschnitt (Fig. 3) war das Normalprofil des lichten Raumes der eingleisigen Vollbahn freizuhalten. Außerdem waren von der

nach Fig. 3 u. 4 die Oberfläche der Platte zwischen je 2 Querträgern, sowie die Oberfläche der Gangbahn mit Gefälle versehen und 0,05 m weite Rohrstützen einbetoniert. Die Oberfläche der Querträger ist mit 3 mm starkem Blech abgedeckt, um Beschädigungen beim Stopfen des Gleises vorzubeugen (Fig. 6).

Nach der Verordnung des k. k. Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 wurde mit einem Gewicht des Schotterbettes von 1,9 t/cbm, einer Verkehrslast der Fußsteige von 340 kg/qm und einem Lastenzuge gerechnet, der sich aus der Lokomotive mit 7,75 t Achsdruck und 1,65 m Achsstand, sowie einem anschließenden mit Wolle beladenen Güterwagen von 12 t Achsdruck und 4,5 m Achsstand zusammensetzt. Als zulässige Beanspruchung war gemäß der österreichischen Re-

gierungsvorschriften, 'betreffend die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Beton-eisen vom Jahre 1907, für Eisen 832 kg/qcm anzunehmen, für die Druckspannung des Betons 35 kg/qcm, für die Schub-, Scher- und Hauptspannung des Betons 4 kg/qcm und für die Haftspannung 5 kg/qcm. Die statische Untersuchung der Platte wurde mit Hilfe der bekannten Tabellen für durchlaufende Träger von G. Griot (Zürich 1904) vorgenommen, die der Querträger und der beiden Hauptträger nach den üblichen zeichnerischen Verfahren.

In den beiden Nebenöffnungen erhielten die Hauptträger einen kleineren Eisenquerschnitt wie in der Mittelöffnung, jedoch die gleichen Betonabmessungen, um durch ein möglichst großes

Eigengewicht einem Abheben der Trägerenden entgegenzuwirken. Um die von der Verwaltung nachträglich geforderte dreifache Sicherheit gegen ein solches Abheben zu erreichen, mußten die Endquerträger überdies mit einbetonierten Eisenbahnschienen beschwert werden. Die Auflagerung der Fahrbahntafel auf die 4 Stützen erfolgte in der ganzen Breite des Tragwerks, wobei zur gleichmäßigen Druckübertragung 3 mm starke Bleiplatten im mittleren Drittel der Lagerfläche eingelegt wurden.

Die Einzelheiten der Bewehrung, bei der besonders auf die sorgfältige Ausführung der Bügel Gewicht gelegt wurde, sind aus Fig. 5 bis 7 zu ersehen.

(Schluß folgt.)

NEUE VERSUCHE MIT RINGBEWEHRTEN SÄULEN.

Von Dr.-Ing. A. Kleinlogel,

Privatdozent an der Grossh. Technischen Hochschule in Darmstadt.

Nach seinem Vortrag auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 28. Februar 1912.

Die Durchführung von wissenschaftlichen Versuchen an Probekörpern aus umschnürtem Beton hat bis vor kurzem in Deutschland nur in beschränktem Maße stattgefunden. Auch bei den von der Materialprüfungsanstalt Stuttgart seinerzeit durchgeführten Versuchen für die Firma Wayss & Freytag*) waren — außer der Feststellung der Bruchlasten — nur einige wenige Elastizitätsversuche zur Bestimmung der Formänderungen in der Längsrichtung der Körper vorgenommen worden. Die Messung der hier hauptsächlich interessierenden Formänderungen in der Querrichtung ist, sowohl an spiralumwickelten, als auch an ringbewehrten Säulen, erstmals von der Material-Prüfungsanstalt Groß-Lichterfelde, im Auftrage des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ durchgeführt worden**). Im Sinne des umschnürten Betons können jedoch nur die beiden Reihen 19 und 20 der Ergänzungsversuche (Reihe II) des „Deutschen Ausschusses“ angesprochen werden, da nur bei diesen zwischen Ganghöhe und Wickeldurchmesser ein richtiges Verhältnis bestand.

Um nun die Eigenschaften des umschnürten Betons in Form von

Ringbewehrten Säulen

in ausgedehnterem und vielseitigerem Maße festzustellen, namentlich aber auch, um dabei das

Verhalten der Säulen bei den verschiedensten Bewehrungen und bei verschiedenen Mischungsverhältnissen des Betons kennen zu lernen, ließ die Firma

Johann Odorico, Dresden

im Sommer vergangenen Jahres umfangreiche Versuche mit 7 Versuchsreihen zu je 3 Probekörpern an der Material-Prüfungsanstalt in Dresden, durchführen. Als besonders bemerkenswert ist aus dem Arbeitsplane hervorzuheben, daß neben der Feststellung der Bruchlasten — bei 12 Versuchskörpern die gleichzeitige Messung der Formänderungen sowohl in der Längsrichtung, als auch in der Querrichtung, und zwar in 3 verschiedenen Querschnitten vorgenommen wurde.

Die Versuchssäulen hatten, bei einer Länge von 1 m, achteckigen Querschnitt von 33 cm \varnothing . Die Längsbewehrung bestand aus 8 \varnothing 11 mm bis 8 \varnothing 14 mm, in Prozent des Kernquerschnitts ausgedrückt: von 1,23 bis 2,0%. Die Querbewehrung bestand aus einzelnen Ringen, deren Verankerung im Kernbeton mittels zweier nach innen umgebogenen Haken erfolgte. Nebenbei bemerkt, hat sich diese Verankerung ausgezeichnet bewährt; das Zersprengen der Ringe erfolgte, ohne irgend eine Lockerung des Verbandes erkennen zu lassen. Die Ringbewehrung betrug 1,22 bis 3,60% des Kernquerschnitts.

An Beton-Mischungsverhältnissen kamen 1 Teil Zement: 3 Teilen Kiessand von Kaditz bei Dresden, zu 2 Teilen Syenit-Feinschlag, sowie 1 : 2 $\frac{1}{2}$: 1 $\frac{1}{2}$ zur Verwendung. Der Wasserzusatz erfolgte bis zur Herbeiführung eines breiweichen Gemisches

*) Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, Versuche B. 1905.

**) „Deutscher Ausschuss für Eisenbeton.“ Heft 5. 1910. Reihe I und II. Bericht erstattet von Geh. Regierungsrat Prof. Kudeloff, Groß-Lichterfelde.

in der zu solchen Eisenbetonarbeiten üblichen Beschaffenheit.

Das Alter der Probekörper bei der Prüfung betrug rund 45 Tage.

Die hauptsächlichen Ergebnisse aus den Versuchen von Odorico, in Verbindung mit denjenigen der französischen Regierungskommission*) u. a. sind in Kürze zusammengefaßt, folgende**):

I. Risslasten.

Bei jedem Körper wurde diejenige Belastung besonders festgestellt, unter welcher in dem die Ringbewehrung umgebenden Schalenbeton die

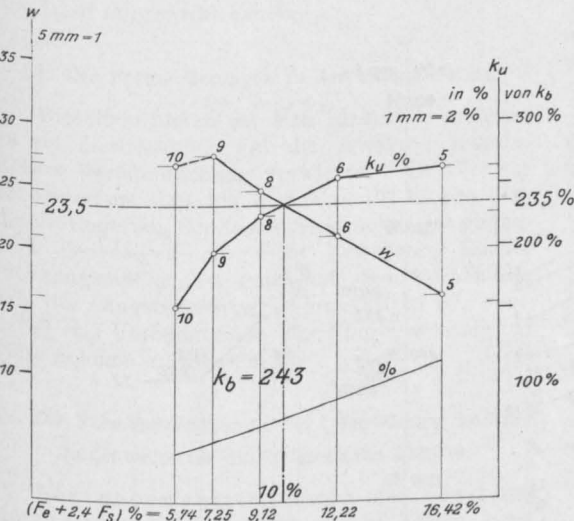


Fig. 1.

Bei den Versuchen von Odorico ergab sich, daß diejenige Belastung, bei welcher an den ringbewehrten Betonkörpern die ersten Schalenrisse auftraten, im Mittel = 132 % der Eigenfestigkeit gleichartigen, aber unbewehrten Betons ist.

Dies steht in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den Versuchen der französischen Regierungskommission, bei welchen im Mittel 130 %, und aus denjenigen von Wayss & Freytag, bei welchen im Mittel 138 % festgestellt wurden; bei letzterer Zahl ist zu beachten, daß die weitaus meisten Körper gleich bis zum Bruche belastet

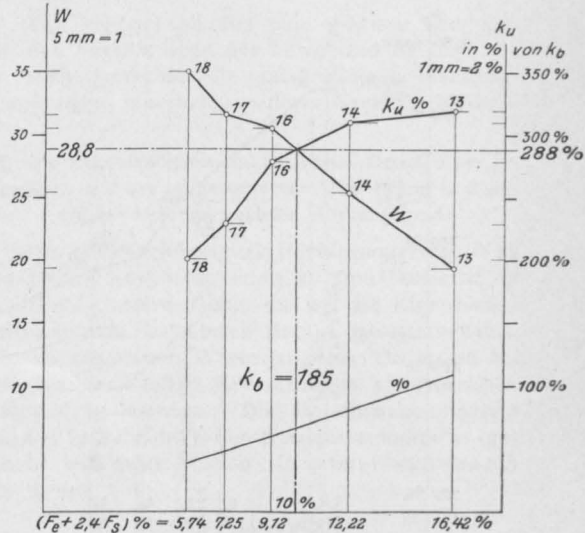


Fig. 2.

Kernfestigkeiten k_u (in % von der Betoneigenfestigkeit k_b) im Vergleich mit der aufgewendeten Eisenmenge und der mit der letzteren erzielte Wirkungsgrad w .

ersten sogenannten Schalenrisse bemerkbar waren. Diese Last wird gewöhnlich mit „Rißlast oder Rißbelastung“ bezeichnet. Bis nahe zu dieser Laststufe hin kann angenommen werden, daß der Kern sowohl als auch der Schalenbeton gemeinschaftlich an der Lastübertragung teilnehmen. Beim umschnürten Beton ist das Auftreten solcher Schalenrisse lediglich als Warnungszeichen aufzufassen, die Belastung nicht noch weiter zu steigern. Wenn sonst keine Knickgefahr vorliegt, kann nach dem ersten Auftreten dieser Risse mit der Belastung noch erheblich höher gegangen werden, bis der eigentliche Bruch des ringbewehrten Kerns eintritt.

wurden, was bekanntlich infolge des Fehlens wiederholter Belastungen zu etwas höheren Schlussskizzen führt.

II. Die Bruchlasten und deren rechnungsmässige Bestimmung.

Da, wie bereits vorhin bemerkt, die außerhalb der Umschnürung vorhandene Betonschale vor Erreichung der Bruchlasten abfällt, so kann für die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit nur der Kernquerschnitt F_k in Betracht kommen.

Die Bruchfestigkeit der nicht bewehrten Säulen gleicher Zusammensetzung betrug im Mittel 143 kg pro qcm. Die bewehrten Körper ergaben eine Säulenfestigkeit von bis zu 450 kg pro qcm, das ist das 3,1fache der Festigkeit des nicht bewehrten Betons. Die damaligen Versuche von Wayss & Freytag hatten im Maximum das 2,3fache, diejenigen des deutschen Ausschusses das 1,92fache ergeben. Verglichen mit der Würfelfestigkeit aus 30 cm - Würfeln, welche an 12 Würfeln ermittelt

*) Expériences, Rapports et Propositions, Instructions Ministérielles à l'emploi du béton armé. Paris 1907. (Dunod et Pinat).

**) Eine ausführlichere Abhandlung ist bereits als Nr. 19 der „Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons“, sowie als Buchausgabe im Verlage von W. Ernst & Sohn in Berlin erschienen.

der angegebenen Formel zurückgeblieben sind, so erscheint der Vorschlag wohl begründet, den Beiwert 1,5 fallen zu lassen, und die rechnungsmäßig zu erwartende Bruchlast eines umschnürten oder ringbewehrten Körpers durch die Formel auszudrücken

$$P_k = k F_k + 2400 (F_e + 2,4 F_s) \dots (2)$$

Nach dieser Formel berechnet, stimmen die tatsächlichen Versuchsergebnisse mit den Rechnungswerten so gut überein, wie dies bei Beton überhaupt erwartet werden kann. Zugleich geben die Abweichungen nach oben und nach unten ein deutliches Bild von den Ursachen, die dabei mitgewirkt haben.

III. Die Formänderungen in der Längsrichtung.

Dieselben bieten an sich nichts Besonderes, es sei diesbezüglich auf die erwähnte ausführlichere Veröffentlichung verwiesen. Es wäre nur zu bemerken, daß bis hinauf zu 100 kg pro qcm die Verringerung der Zusammendrückungen gegenüber denjenigen der nicht bewehrten Körper rechnungsmäßig fast ganz aus dem Vorhandensein der Längsbewehrungen zu erklären ist, ohne dabei das Vorhandensein der Ringbewehrung zu Hilfe nehmen zu müssen.

IV. Die Formänderungen in der Querrichtung und die Zahlenwerte für die Poissonsche Zahl m.

Für unbewehrten Beton der gewählten Zusammensetzung im Alter von 45 Tagen kann für Beanspruchungen bis zu 40 kg pro qcm des gesamten Betonquerschnittes als Mittelwert $m = 8$ angenommen werden.

Bei einer Beanspruchung von 100 kg pro qcm auf den gesamten Betonquerschnitt kann als Mittelwert $m = 5$ angenommen werden.

Die Richtungsänderung der m-Linien läßt vermuten, daß sich bei Beanspruchungen in der Nähe der Bruchlast bei nicht bewehrtem Beton m dem Werte 3 bis 2 nähert — was in Übereinstimmung stehen würde mit dem, was Talbot bei seinen Versuchen gefunden hat.

Für ringbewehrten Beton der gewählten Zusammensetzung im Alter von 45 Tagen und bei den hier vorhandenen Bewehrungsverhältnissen ergab sich m sowohl bei Beanspruchungen bis zu 40 kg, als auch bis zu 100 kg pro qcm nahezu als konstant zu $m = 8$.

V. Die Wirkung der Ringbewehrung.

Die Bearbeitung der Versuchsergebnisse, im besonderen die Verwertung der gemessenen Querdehnungen, hat u. a. folgendes ergeben:

Bei niederen Laststufen, etwa bis zu Belastungen von 40 kg pro qcm kommt der Einfluß einer Querbewehrung in Form von Ringen oder Spiralen noch kaum nennenswert zum Ausdruck.

Bei höheren Beanspruchungen eines umschnürten Betonkörpers, und zwar schon bei Beanspruchungen, welche für umschnürten Beton als zulässig gelten können, tritt der Einfluß der Querbewehrung zwar noch nicht wesentlich, so doch immerhin merkbar in die Erscheinung.

Die Ringspannungen betrugen bei rund 40 kg achsialer Pressung rund 30 bis 50 kg pro qcm, bei rund 100 kg pro qcm achsialer Pressung 140 bis 220 kg pro qcm.

Man erkennt hieraus eine gewisse Analogie mit den Verhältnissen des bewehrten Balkens, wo ja auch zunächst die tatsächlichen Eisenzugspannungen innerhalb niedriger Grenzen bleiben.

VI. Die Bruchfestigkeit ringbewehrter Betonkörper im Vergleich zu der aufgewendeten Bewehrung und der mit der letzteren erzielte Wirkungsgrad.

Die aus Bruchfestigkeit P_k : Kernquerschnitt F_k ermittelten Kernfestigkeiten k_u sind zunächst in das Hundertstelverhältnis zu k_b , der Eigenfestigkeit des nicht bewehrten Betons gesetzt worden. Die so erhaltenen Werte sind als Ordinaten zu den entsprechenden Bewehrungen als Abszissen aufgetragen worden. Die Bewehrungen selbst wurden in Prozenten des Kernquerschnitts ausgedrückt, und zwar wurden als Abszissen jeweils die Werte

$$(F_e + 2,4 F_s) \%$$

aufgetragen.

Da mit zunehmender Bewehrung die Kernfestigkeit zunimmt, so erhält man für diese eine ansteigende Linie. Berechnet man nun aber den mit der aufgewendeten Eisenmenge erzielten Wirkungsgrad

$$w = \frac{k_u \text{ (in } \% \text{ von } k_b)}{(F_e + 2,4 F_s) \%} \dots \dots \dots (3)$$

so erhält man einen Linienzug, welcher in Analogie mit anderen Ergebnissen aus sonstigen Eisenbetonversuchen mit zunehmender Eisenmenge rasch abnimmt.

Da man nun einerseits eine möglichstste Steigerung der Bruchfestigkeit, andererseits einen möglichst guten Wirkungsgrad für die aufgewendete Eisenmenge erzielen möchte, so ist es wünschenswert, die Grenzen kennen zu lernen, innerhalb welcher dies möglich ist. Die nähere Untersuchung der diesbezüglichen Verhältnisse bei den Versuchen von Odorico und bei denjenigen der tranz. Reg. Kommission ergab nach Wahl eines gewissen Maßstabes für das Auftragen der Wirkungsgrade, den Schnitt der beiden

Linien für k_u und für w übereinstimmend bei einer Bewehrung von

$$(F_e + 2,4 F_s) = 10\% \text{ von } F_k.$$

Bei den untersuchten Körpern der franz. Reg.-Kommission bestand dabei ein mittleres Verhältnis

$$F_e : F_s = 1 : 2,3 \dots \dots \dots (5)$$

so daß für die

VII. Wahl einer günstigen Bewehrung

sich nach einer kleinen Umrechnung ergibt

für die Längsbewehrung $F_e = 1,5\%$ von F_k

für die Querbewehrung $F_s = 3,5\%$ von F_k .

Ferner war bei den untersuchten Körpern zwischen Ganghöhe s und Wickeldurchmesser D_1 ein mittleres Verhältnis:

$$s : D_1 = 1/9 \dots \dots \dots (8)$$

vorhanden, was besser sein dürfte, als das bisher meistens innegehaltene Verhältnis $1/7$.

Da bei umschnürten, achteckigen Säulen der gesamte Betonquerschnitt F_b unter mittleren Verhältnissen etwa $= 1,25 F_k$ bis $1,4 F_k$ ist, so kann, auf den gesamten Betonquerschnitt bezogen, gesagt werden, daß die Bewehrungsverhältnisse dann als günstig bezeichnet werden können, wenn die Längsbewehrung etwa $= 1,1$ bis $1,2\%$ von F_b , und wenn die Querbewehrung etwa $= 2,5$ bis $2,8\%$ von F_b beträgt.

VIII. Bruchfestigkeit und Betongüte.

Die beiden innerhalb der Odoricoschen Versuche angewendeten Beton-Mischungsverhältnisse haben trotz des Unterschiedes in den Mischungsverhältnissen, wohl infolge der Verschiedenheit der Materialien, einen nennenswerten Unterschied in den Eigenfestigkeiten nicht ergeben. Dagegen lassen sich auch hier wieder aus den Versuchsergebnissen der franz. Reg. Commission wertvolle Schlüsse ziehen, in welchem Verhältnis die Bruchfestigkeit des umschnürten Kerns steht zu der Eigenfestigkeit des verwendeten Betons. Da bei den franz. Versuchen eine ganze Reihe von Körpern sind, welche einerseits nahezu dieselbe Bewehrung aufweisen, andererseits aber aus Beton von ganz verschiedenem Mischungsverhältnis bestehen, so war es möglich, die Beziehungen zwischen der Kernfestigkeit k_u und der Beton-Eigenfestigkeit k_b zu ermitteln.

Die graphische Darstellung mit den k_u (in Prozent von k_b) als Ordinaten, und mit den k_b als Abszissen, ergibt daß die verhältnismäßige Wirkung einer Umschnürung um so geringer ist, je größer es sowieso schon die Eigenfestigkeit des zur Verwendung gelangten Betons ist.

Mit anderen Worten: Der geringwertige Beton ergibt die höheren Wirkungsgrade. Der Abfall der Linienzüge nach der besseren Betongüte hin, ist deutlich erkennbar.

Wenn also nicht besondere Umstände vorliegen, welche ein fettes Mischungsverhältnis, ohne Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit, verlangen, so erscheint es unzweckmäßig, bei umschnürtem oder ringbewehrtem Beton, mit der Betongüte über die sonst im Eisenbetonbau üblichen Mischungsverhältnisse hinaus zu gehen.

Dieses Verhalten der ringbewehrten Körper hängt natürlich damit zusammen, daß die Zusammendrücken und die Querformänderungen des Betons um so größer sind, je geringwertiger der Beton ist. Um so bälde und verhältnismäßig um so wirksamer tritt dann auch die Leistungsfähigkeit der Ringbewehrung in die Erscheinung.

Aber auch hier wieder ist einem etwaigen Bestreben, von den bisher gehandhabten guten Mischungsverhältnissen abzugehen, eine gewisse Grenze gesteckt. Die größeren Zusammenrückungen mageren Betons haben — namentlich bei wiederholten Belastungen — zur Folge, daß die Längseisen verhältnismäßig bald derart in Anspruch genommen werden, daß ein Ausknicken derselben viel früher zu befürchten ist, als wenn besserer Beton verwendet wird. Herr Geh. Rat Prof. Rudeloff hat diese Verhältnisse in dem bereits erwähnten Heft 5 des „Deutschen Ausschusses“ ebenfalls hervorgehoben. Die Längsbewehrung bildet also für den umschnürten Beton an sich keine willkommene Beigabe; da jedoch in der Praxis der Fall rein axialer Beanspruchung nicht vorkommt, und man somit aus verschiedenen Gründen die Längsbewehrung nicht entbehren kann, so erfordern diese Verhältnisse, daß mit der Betongüte nicht unter das übliche Maß heruntergegangen wird.

Durch diese Versuche von Odorico und die hier inzwischen in Kürze beleuchteten Ergebnisse dürfte nunmehr das Wesen des umschnürten oder ringbewehrten Betons soweit geklärt sein, als dies für praktische Bedürfnisse erforderlich ist.

ZUR BESTIMMUNG DER KREUZLINIEN BEI KONTINUIERLICHEN TRÄGERN.

Von Dipl.-Ing. Norbert Assam (Dresden).

Bekanntlich verursacht die Bestimmung der Kreuzlinien bei kontinuierlichen Trägern keinerlei Schwierigkeiten, solange die Belastung nur aus Einzellasten oder gleichmäßig verteilter Last von Feldlänge besteht. Zeitraubend aber wird die Ermittlung, wenn die gleichmäßig verteilte Last in Form von Streckenlasten auftritt, ein Fall, der in der Praxis häufig vorzukommen pflegt. Ein Wechsel von der graphischen zur analytischen Methode ist dann notwendig, und mehr oder weniger handliche Formeln sind auszuwerten.

In der Folge soll nun ein graphisches Verfahren gezeigt werden, das den beiden Hauptanforderungen: Raschheit und Einfachheit, zur Genüge zu entsprechen scheint.

Es ist bekannt, daß die Kreuzlinien bestimmt sind durch die statischen Momente der primären Momentenfläche um die beiden Auflagervertikalen. Durch $\frac{1}{6}$ des Feldlängenquadrates dividiert und in entsprechendem Maßstabe in die Zeichnung eingetragen, geben diese an den zugehörigen Senkrechten durch die Auflager die Abschnitte der Kreuzlinien.

Es sei zunächst der allgemeinere Fall untersucht, daß die Streckenlast auf dem Träger liegt, ohne mit einem Ende ein Auflager zu erreichen. Die primäre Momentenkurve besteht dann aus Geraden in den unbelasteten Teilen und einem Parabelbogen in der Laststrecke. Sie schließt mit der Schlußlinie die primäre Momentenfläche ein.

Die statischen Momente dieser Fläche um die Auflagervertikalen zu finden, behandeln wir getrennt die Momentenfläche ABC (Fig. 1) durch die Lastresultierende R und die in der Zeichnung durch Schraffierung hervorgehobene Fläche DEC. Dieser Weg gibt gleichzeitig Aufschluß über die nicht uninteressante Frage nach der Schwerpunktslage der letztgenannten Fläche.

Es möge vorausgeschickt werden, daß Flächen grundsätzlich mit F bezeichnet sind. Ein unterer Zeiger kennzeichnet die Umrißkurve. Z. B. F_{ABC} = Fläche ABC. Statische Momente von Flächen um eine Senkrechte bezeichnet der Buchstabe M. Ein oberer Zeiger gibt den Punkt an, durch welchen die Senkrechte geht, ein unterer Zeiger nennt den Flächenumriß. Z. B. $M_{F_{GED}}^F$ = statisches Moment der Fläche FGED um die Senkrechte durch F.

Ist g die Streckenlast für die Längeneinheit, so erscheinen die Auflagerdrücke in der Form

$$A = g a \frac{z_1}{1} \dots \dots \dots (1)$$

$$B = g a \frac{z}{1} \dots \dots \dots (2)$$

Das Moment in der Entfernung x vom linken Lastende ist:

$$M_x = A \left[\left(z - \frac{a}{2} \right) + x \right] - g \frac{x^2}{2}$$

und in Verbindung mit Gl. (1)

$$M_x = \frac{g a}{1} \left(z_1 z - \frac{z_1 a}{2} \right) + \frac{g a z_1}{1} x - \frac{g x^2}{2} \quad (3)$$

Es ist nun

$$d F_{FGED} = M_x dx$$

und also

$$F_{FGED} = \int_0^a \frac{g a}{1} \left(z_1 z - \frac{z_1 a}{2} \right) dx + \int_0^a \frac{g a z_1}{1} x dx - \int_0^a \frac{g}{2} x^2 dx.$$

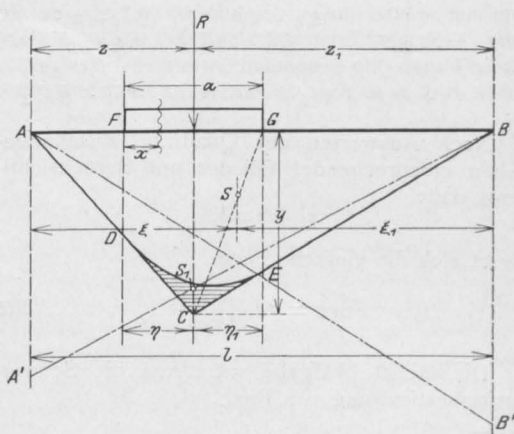


Fig. 1.

Nach Durchführung der einfachen Integration erhalten wir:

$$F_{FGED} = \frac{g a}{1} \left(z_1 z - \frac{z_1 a}{2} \right) a + \frac{g a z_1}{1} \cdot \frac{a^2}{2} - \frac{g}{2} \cdot \frac{a^3}{3}$$

Die Größe $\frac{g a}{1} z_1 z$ aber ist nichts anderes als das Moment unter der Resultierenden R, wenn nur diese, also eine Einzellast, wirken würde. Wir führen diese mit y bezeichnete Größe in obiger

Gleichung ein und erhalten nach einigen Vereinfachungen:

$$F_{FGED} = y \cdot a - y \frac{a^2 l}{6 z_1 z} \dots \dots \dots (4)$$

um nun F_{DEC} zu erhalten, ist jene Fläche von F_{FGED} abzutziehen.

Zur Bestimmung von F_{FGED} ermitteln wir:

$$\overline{FD} = y \frac{z - \frac{a}{2}}{z}$$

$$F_{AFD} = \frac{1}{2} \left(z - \frac{a}{2} \right) y \cdot \frac{z - \frac{a}{2}}{z} = y \frac{(2z - a)^2}{8z}$$

und analog

$$F_{GBC} = y \frac{(2z_1 - a)^2}{8z_1}$$

und es ist:

$$\begin{aligned} F_{FGED} &= F_{ABC} - F_{AFD} - F_{GBC} \\ &= y \frac{1}{2} - y \frac{(2z - a)^2}{8z} - y \frac{(2z_1 - a)^2}{8z_1} \end{aligned}$$

und

$$\begin{aligned} F_{DEC} &= F_{FGED} - F_{FGED} \\ &= y \frac{1}{2} - y \frac{(2z - a)^2}{8z} - y \frac{(2z_1 - a)^2}{8z_1} \\ &\quad - y a + y \frac{a^2 l}{6 z_1 z} \end{aligned}$$

Nach Auswerten der Quadrate, Zusammenziehen entsprechender Glieder und Berücksichtigung, daß:

$$z_1 + z = l,$$

ergibt sich die einfache Form

$$F_{DEC} = y \frac{a^2 l}{24 z_1 z} \dots \dots \dots (5)$$

Die nächste Aufgabe wäre nun die Schwerpunktsbestimmung von F_{DEC} .

Dazu ermitteln wir:

$$\begin{aligned} M_{FGED}^F &= \int_0^a \mathfrak{M}_x dx \cdot x \\ &= \int_0^a \frac{g a}{l} \left(z_1 z - \frac{z_1 a}{2} \right) x dx \\ &\quad + \int_0^a \frac{g a z_1}{l} x^2 \cdot dx - \int_0^a \frac{g}{2} x^3 dx \\ &= \frac{g a}{l} \left(z_1 z - \frac{z_1 a}{2} \right) \frac{a^2}{2} \\ &\quad + \frac{g a z_1}{l} \cdot \frac{a^3}{3} - \frac{g a^4}{8} \end{aligned}$$

Nach Addition der Brüche und Berücksichtigung daß wieder

$$\frac{g a}{l} z_1 z = y,$$

erhält man

$$M_{FGED}^F = y \frac{a^2 (12 z z_1 + 2 a z_1 - 3 a l)}{24 z z_1} \dots \dots (6)$$

Außerdem ist:

$$\begin{aligned} M_{FGED}^F &= y \frac{a^2}{2} - \frac{a}{2} \cdot \left(y - y \frac{z - \frac{a}{2}}{z} \right) \\ &\quad \cdot \frac{a}{6} \cdot \frac{1}{2} - \frac{a}{2} \left(y - y \frac{z_1 - \frac{a}{2}}{z_1} \right) \\ &\quad \cdot \frac{5 a}{6} \cdot \frac{1}{2} \\ &= y \frac{a^2}{2} - \frac{a^2}{24} \cdot \frac{a y}{z z} - \frac{5 a^2}{24} \cdot \frac{a y}{2 z_1} \\ &= y \frac{a^2 (24 z z_1 - a l - 4 a z)}{48 z z_1} \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

Gl. (6) von Gl. (7) abgezogen gibt nun das statische Moment der Fläche DEC um die Vertikale durch F

$$\begin{aligned} M_{DEC}^F &= \frac{y a^2}{48 z z_1} (24 z z_1 - a l - 4 a z - 24 z z_1 - 4 a z_1 \\ &\quad + 6 a l) \\ &= y \frac{a^3 l}{48 z z_1} \dots \dots \dots (8) \end{aligned}$$

Und nun ergibt sich der Schwerpunktabstand der Fläche DEC von der Vertikalen durch F einfach durch Division der Gl. (8) und (5)

$$\eta = \frac{\frac{y a^3 l}{48 z z_1}}{y \frac{a^2 l}{24 z z_1}} = \frac{a}{2}$$

d. h. die relative Lage des Schwerpunktes von Fläche DEC bezogen auf die Endpunkte der Laststrecke, ist von der Stellung der Last unabhängig. Stets befindet sich der Schwerpunkt senkrecht unter der Belastungsergebenden.

Es erübrigt nun noch die Schwerpunktlage des Dreiecks ABC festzustellen, was durch folgende einfache Gleichungen geschieht:

$$\xi = \frac{l}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{l}{2} - z \right) = \frac{1}{3} (l + z)$$

und analog

$$\xi_1 = \frac{1}{3} (l + z_1)$$

Daraus folgt:

$$M_{ABC}^A = 1 \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{1}{3} (1+z) = \frac{1y}{6} (1+z) \dots (9)$$

$$M_{ABC}^B = \frac{1y}{6} (1+z_1) \dots \dots \dots (10)$$

tangenten mit Berührungspunkten bekannt sind. Ein weiteres primäres Moment auszurechnen (etwa das größte) ist unnötig. Das Verfahren zur Konstruktion der Kreuzlinien wäre dann folgendes:

Man ermittelt das primäre Moment $\left(\frac{g a z_1 z}{1}\right)$

durch die Resultierende der Streckenlast, trägt es als Strecke dargestellt in die Zeichnung ein, und zieht A C und B C (Fig. 2). Dann zieht man durch C eine Parallele zu A B, und trägt von R aus 1 nach beiden Seiten auf. Man erhält so die Punkte 1, 2, 3, 4. Eine Parallele zu 3 C durch 1 und D, ebenso eine zu 4 C durch 2, gibt die Punkte 5, 6, 7. Durch E eine Parallele zu 6 B, desgleichen eine durch D zu 6 A gibt 8 und 9.

Die Punkte 5, 9 und 7, 8 schließen wechselweise die Kreuzlinienabschnitte A A' und B B' ein. Der unterste Punkt gehört stets zum größeren der beiden Abschnitte z und z₁. Man setzt also im untersten Punkt (7) ein, spannt bis zum vorletzten (8) und trägt dieses Stück unter jenem Auflager auf, dem der größere Abstand (z₁) der Resultierenden anschließt. Die beiden anderen Punkte geben den Kreuzlinienabschnitt am zweiten Auflager. Um Verwechslungen mit dem Punkt 6 zu vermeiden, empfiehlt es sich 5, 9, 7, 8 sofort

Und das statische Moment der gesamten primären Momentenfläche ABED um die Vertikale durch A ergibt sich mit:

$$\begin{aligned} M_{ABED}^A &= \frac{1y}{6} (1+z) - y \frac{a^2 l}{24 z z_1} \cdot z \\ &= y \frac{4 z_1 l (1+z) - a^2 l}{24 z_1} \dots \dots (11) \end{aligned}$$

Nach Division dieser Gleichung durch $\frac{1}{6} l^2$ erhalten wir den Kreuzlinienabschnitt A A':

$$\begin{aligned} AA' &= y \frac{4 z_1 (1+z) - a^2}{4 z_1 l} \\ &= y + y \frac{z}{l} - y \frac{a^2}{4 z_1 l} \quad (12) \end{aligned}$$

und analog

$$BB' = y + y \frac{z_1}{l} - y \frac{a^2}{4 z l} \quad (13)$$

Ein Blick auf diese einfachen Gleichungen lehrt, daß es unschwer ist die Kreuzlinien zu konstruieren, sobald y ermittelt. Diese Ermittlung von y (das als Strecke dargestellte primäre Moment durch die Belastungsresultierende) muß zwecks Zeichnung der primären Momentenkurve ohnehin erfolgen und bedeutet also keinerlei Mehrarbeit. Mit ihm ist erstere in den unbelasteten Teilen sofort, im belasteten Teil indirekt gegeben, da vom Parabelbogen dann die End-

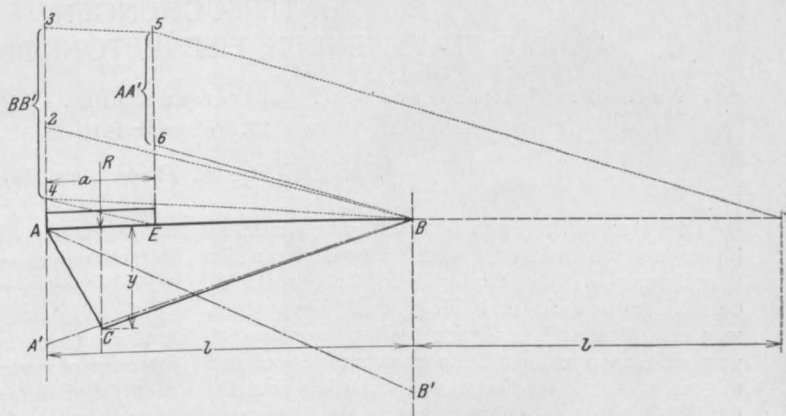


Fig. 3.

nach Erhalt zu kennzeichnen, z. B. einzutragen.

Die Richtigkeit der Konstruktion ist wohl ohne weiteres einleuchtend und braucht nicht näher begründet zu werden.

Selbstverständlich gilt diese Konstruktion auch für den Sonderfall, daß die Streckenlast mit dem einen Ende ein Auflager erreicht. Die Abstände

z und z_1 gehen dann einfach in $\frac{a}{2}$ und $1 - \frac{a}{2}$ über.

Doch läßt sich für diesen Fall die Konstruktion noch etwas vereinfachen.

Setzen wir in Gl. (12) für

$$z = \frac{a}{2}, \quad z_1 = 1 - \frac{a}{2}$$

so erhalten wir:

$$\begin{aligned} AA' &= y + y \frac{a}{2l} - y \frac{a^2}{4 \left(1 - \frac{a}{2}\right) l} \\ &= y \frac{4l^2 - 2al + 2a \left(1 - \frac{a}{2}\right) - a^2}{4 \left(1 - \frac{a}{2}\right) l} \\ &= y \frac{2 - \frac{a^2}{l^2}}{2 - \frac{a}{l}} \end{aligned} \quad (14)$$

und

$$\begin{aligned} BB' &= y + y \frac{1 - \frac{a}{2}}{1} - y \frac{\frac{a^2}{4}}{\frac{a}{2} l} \\ &= y \frac{1 + 1 - \frac{a}{2} - \frac{a}{2}}{1} \\ &= y \left(2 - \frac{a}{l}\right) \end{aligned} \quad (15)$$

Wir schreiben nun Gl. (14) und (15) in der Form:

$$AA' = \left(2y - \frac{a^2}{l^2} y\right) \frac{1}{2l - a}$$

$$BB' = 2y - y \frac{a}{l}$$

woraus sich folgende Konstruktion ergibt:

Wir tragen (Fig. 3) l von B nach rechts, y zweimal von A nach aufwärts auf und erhalten die Punkte 1, 2, 3. Eine Parallele zu $2B$ durch E gibt 4. 3 und 4 schließen bereits den Kreuzlinienabschnitt BB' ein. Für den besonderen Fall, daß AB ein Außenfeld und A die innere Stütze ist, ist das Verfahren damit beendet. Im allgemeinen aber werden beide Kreuzlinien aufzusuchen sein.

Eine Parallele zu $4B$ durch 3 gibt 5, eine Parallele zu $5,1$ durch B gibt 6. 5 und 6 schließen den 2. Kreuzlinienabschnitt AA' ein.

UNTERSUCHUNGEN AN DURCHLAUFENDEN EISENBETONKONSTRUKTIONEN.

Nach dem Vortrage auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins
am 27. Februar 1912.

Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

Die Berechnung von statisch unbestimmten Eisenbetonkonstruktionen und im besonderen die Berechnung der kontinuierlichen Träger ist in der Literatur oft und eingehend besprochen worden. Soweit die Frage gelöst worden ist, war sie schon gelöst, denn man mußte sich auf allgemein statische Fragen beschränken und für den Eisenbeton Annahmen machen, die nur mit Hilfe der Versuchsforschung geklärt werden können.

Vielen ist das Wort „Versuch“ noch gleichbedeutend mit „Materialprüfung“. Ich möchte bei dieser Gelegenheit besonders hervorheben, daß für unsere Zwecke Materialprüfungen nur von sekundärer Bedeutung sind. Der Hauptzweck muß sein, an ganzen Konstruktionen oder Konstruktionsteilen Untersuchungen anzustellen, welche uns in die Lage versetzen, unsere Berech-

nungsgrundlagen zu klären, und soweit schon Berechnungstheorien angewendet werden, sie zu vervollständigen und zu verbessern.

Wenn man aber diesen Weg beschreitet, so muß man sich bestimmte Aufgaben stellen, deren Lösung auf verschiedenen Wegen versucht werden muß. Bei derartigen Untersuchungen genügt es aber nicht, durch Belastungsproben*) bis zur Bruch-

*) In der Besprechung im „Beton und Eisen“ Heft VI befaßt sich der Referent Herr Gesteschi mit meinem Vortrag und spricht hierbei von „Probebelastungen“, und als Schlußfolgerung führt er an, das Ergebnis der „Probebelastungen“ habe keine Übereinstimmung der Versuchswerte mit den Rechnungsergebnissen beim Balken auf 5 Stützen (der gar nicht untersucht wurde) ergeben. Wenn ich auch annehme, daß diejenigen Fachkollegen, die sich für die Arbeit interessieren, sich nicht mit einem derartigen Referat begnügen werden, so möchte ich es doch nicht unterlassen, nachdrücklichst gegen eine

belastung die Tragfähigkeit der Konstruktion festzustellen, sondern man muß bestrebt sein, mit Hilfe von Elastizitätsmessungen an der Konstruktion und vergleichenden Elastizitätsmessungen an dem Material selbst den Zusammenhang zwischen Formänderungen und Spannungen unter verschiedenen Belastungen bis zum Bruch festzustellen. So können wir uns dem Ziele nähern, daß wir mit jeder Berechnung erstreben, die berechneten Werte den tatsächlichen möglichst nahe zu bringen. Wir können andererseits in die Lage versetzt werden, die Bedeutung der aus den Rechnungen abgeleiteten Zahlenwerte auf das richtige Maß zurückzuführen und, was ich besonders betonen will, die einzelnen Spannungswerte richtig abzuschätzen.

In einem großen Kreise unserer Fachkollegen hat sich immer mehr das Bestreben gezeigt, die Berechnungen zu komplizieren, weil es viele gibt, die der Meinung sind, je mehr und je umständlicher gerechnet wird, desto gelehrter sieht es aus. Ich möchte es bei dieser Gelegenheit nicht unterlassen, meiner Meinung frei Ausdruck zu geben, daß das Bestreben des wissenschaftlichen arbeitenden Ingenieurs dahin zielen soll, eine richtige, zweckdienliche Berechnungsweise zu schaffen, sie nach Möglichkeit zu vereinfachen und auf das Mindestmaß einzuschränken. Dies aber können wir nur mit Hilfe von Untersuchungen und durch eine entsprechende Schulung unserer Ingenieure erreichen. Wenn die Entwick-

Darstellung meines Vortrages Einspruch zu erheben, welche gerade die wesentlichen Teile unrichtig oder nicht dem Sinne nach wiedergibt.

Ich möchte besonders hervorheben, daß es sich nicht um „Probebelastungen“ handelt, und ich habe schon wiederholt, auch bei anderen Anlässen betont, daß Probebelastungen mit neueren wissenschaftlichen Untersuchungsverfahren, wie es unsere Dresdner Versuche sind, nichts zu tun haben.

Ferner bemühe ich mich seit Jahren, zu beweisen, und habe dies auch in meinem Vortrag getan, daß wissenschaftliche Untersuchungen nicht zu dem Zweck durchgeführt werden, eine Übereinstimmung oder Nichtübereinstimmung mit ministeriellen Vorschriften festzustellen, wie dies der Referent darzustellen versucht. Schließlich scheint der Referent auch nicht richtig verstanden zu haben, daß ich es als wertvolles Ergebnis der Untersuchungen darstellen wollte, daß der Zusammenhang über 5 Felder zu berücksichtigen ist, wenn man die üblichen Berechnungen für durchlaufende Träger mit den tatsächlichen Verhältnissen in Übereinstimmung bringen will.

Ich halte es für notwendig, bei dieser Gelegenheit Versuche von Berufenen und Unberufenen, den Wert geistiger Arbeiten, wie sie durch wissenschaftliche Untersuchungen zum Ausdruck kommen, durch Geringschätzung oder Verkleinerung des Wertes der Ergebnisse herabzusetzen, auf das nachdrücklichste zurückzuweisen.

Das Urteil über den Wert der wissenschaftlichen Untersuchungen für die Vervollkommenung unserer Theorien überlasse ich mit Ruhe denjenigen, welche wie ich bestrebt sind, durch unbeeinflusste Forschungen an der Klarstellung der theoretischen Grundlagen mitzuarbeiten.

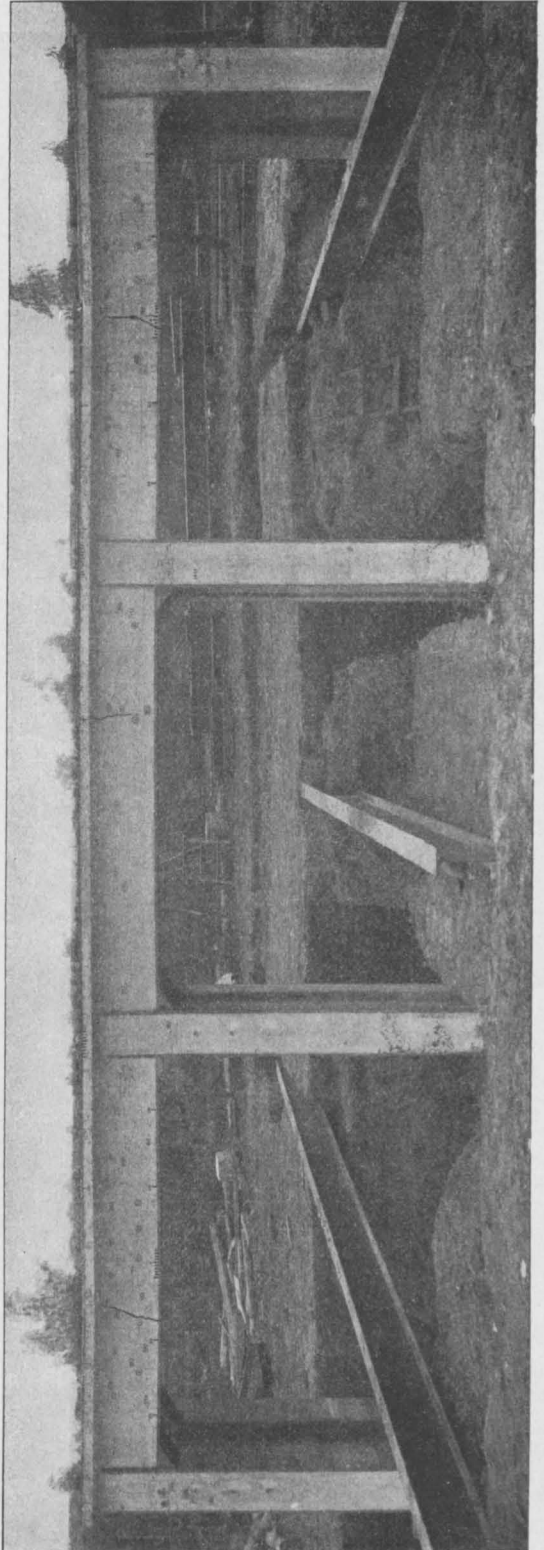


Fig. 1.
T-Träger mit 4 Eisenbetonstützen fest verbunden. Bruchbild mit einer Darstellung der Rißbildung.

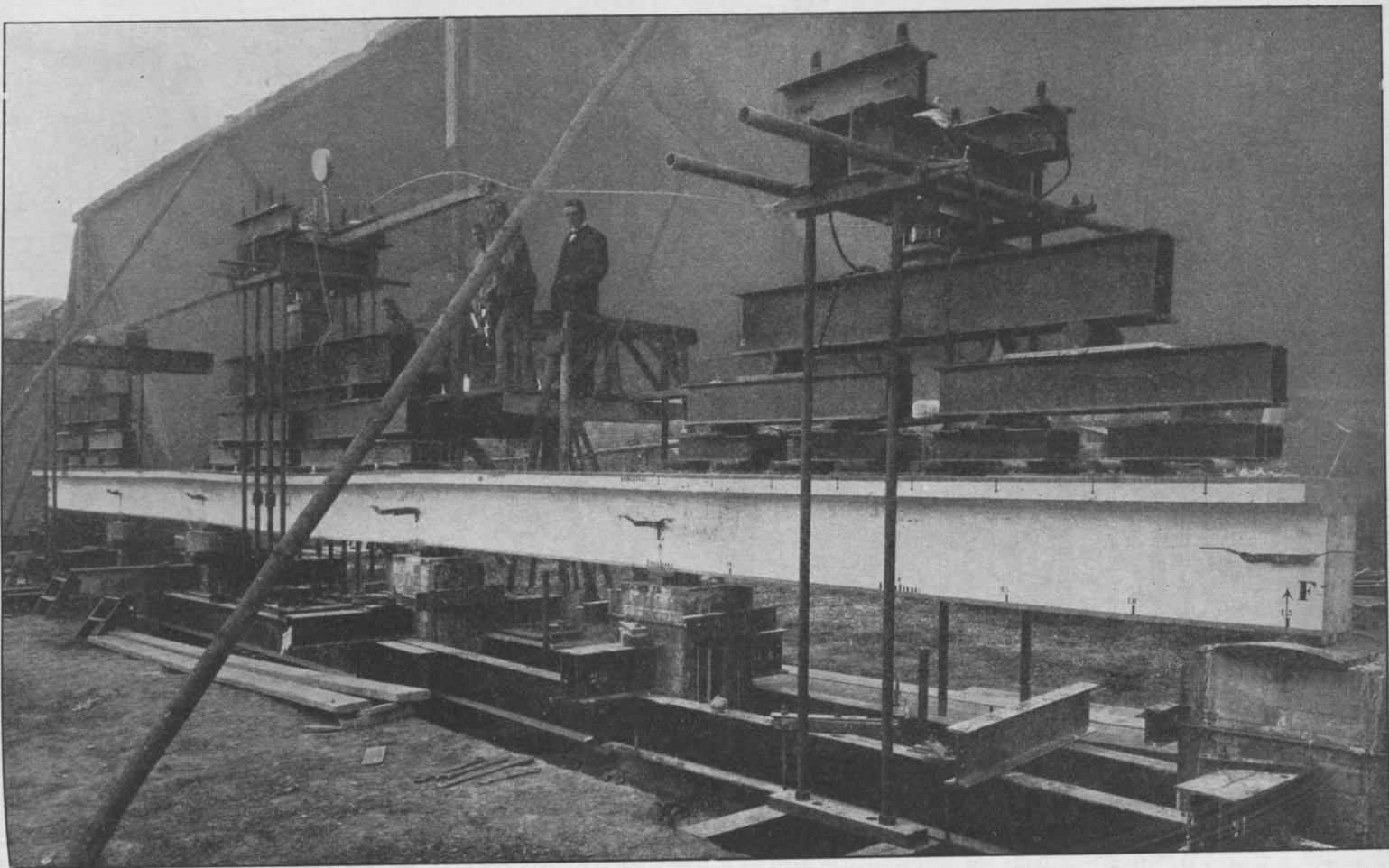


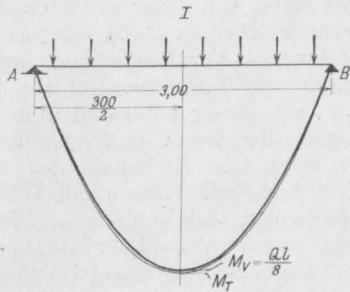
Fig. 2.

T-Träger über 5 ungleichen Feldern. Aufnahme nach Bruch.

lung des Eisenbetons in demselben Maße fort-
schreiten soll wie bisher, so kann dies nur ge-
schehen, wenn die wissenschaftliche Forschung
fortschreitet.

Der oft künstlich geschaffene Gegensatz zwi-
schen Theorie und Praxis, der leider noch immer

ja nur auf den Verlauf und die Form der Riß-
bildung hinzuweisen. Es ist das Geheimnis der Ent-
wicklung des ganzen Eisenbetonbaues, daß vom Be-
ginn der Bewegung unermüdlich allerwärts das
Bestreben vorlag, durch Versuche unsere Kennt-
nisse zu erweitern.



Aus den Versuchen wurden ermittelt:
 $M_V = 19,3 \text{ t}$; $\sigma_e = 3350 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{bd} = 114 \text{ kg/cm}^2$.

Mit Hilfe der Theorie findet man:

$$M_T = \frac{Ql}{8} = 19,38 \text{ tm.}$$

$$\sigma_e = 3480 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{bd} = 133 \text{ kg/cm}^2.$$

Fig. 3.

Momentenlinien aus Versuch (M_T) und aus Theorie (M_V).

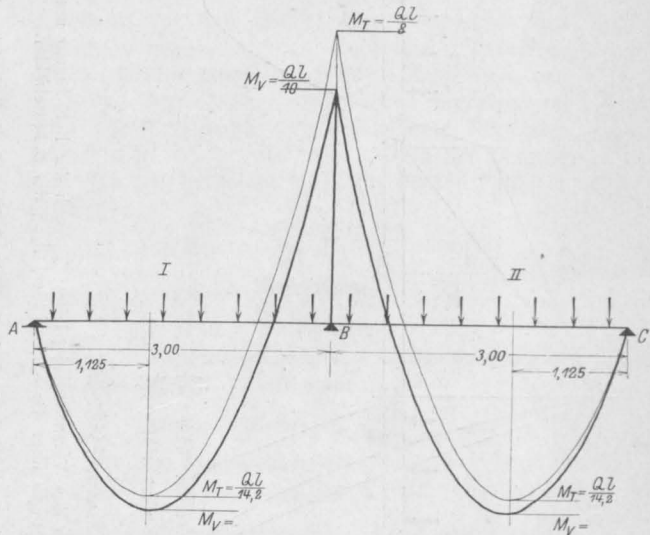


Fig. 4.

Träger über 3 Stützen. Momentenlinien aus Versuch und Theorie.

in unverkennbarer Absicht einen Keil zwischen
den Bestrebungen der Wissenschaft und der
Praxis treiben soll, besteht in der modernen Tech-
nik nicht. Beide müssen Hand in Hand arbeiten.
Nur darf die wissenschaftliche Forschung nicht
den Fehler begehen, sich von der Praxis leiten
zu lassen. Sie muß eine Führerin bleiben und darf
den Zusammenhang mit der Praxis nicht verlieren,
wenn die Allgemeinheit aus den wissenschaftlichen
Arbeiten Nutzen ziehen soll.

Es ist kein bloßer Zufall und nicht nur ein
Ergebnis der rührigen
Tätigkeit der Beton-
vereine, daß die Ver-
suchsforschungen auf
dem Gebiete des In-
genieurwesens durch
die Entwicklung des
Eisenbetonbaues erst
ins Rollen gekommen
ist. Bei keinem an-
deren Baustoff sind
wir so in der La-
ge, den Verlauf der
Formänderungen und
die hervorgerufenen
inneren Kräfte zu ver-
folgen, wie beim Eisen-
beton. Ich brauche

Es ist auch kein bloßer Zufall, daß die Eisen-
konstrukteure sich jetzt auf dieselben Wege be-
geben, die die Eisenbetonforschung schon seit
Beginn gewandelt ist. Es lassen sich eben grund-
legende Fragen nur mit Hilfe der Versuchsfor-
schung lösen.

Die Ermittlung der Momente und Querkräfte
bei statisch unbestimmten Eisenbetonträgern ist
eine Aufgabe der Statik und ist vom Material un-
abhängig. Unsere Aufgabe beschränkt sich daher
darauf, die Grundlagen zu schaffen, die uns die

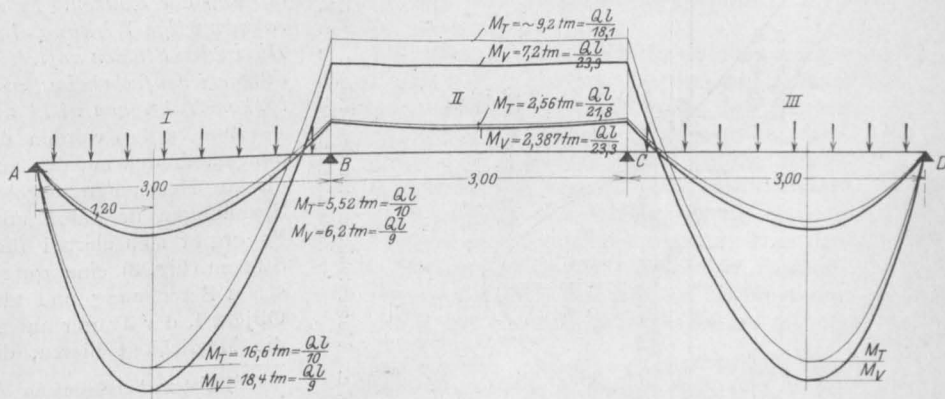


Fig. 5.

Momentenlinien für den Träger auf 4 Stützen für die Belastung 6,2 t/m und für die Bruchlast.

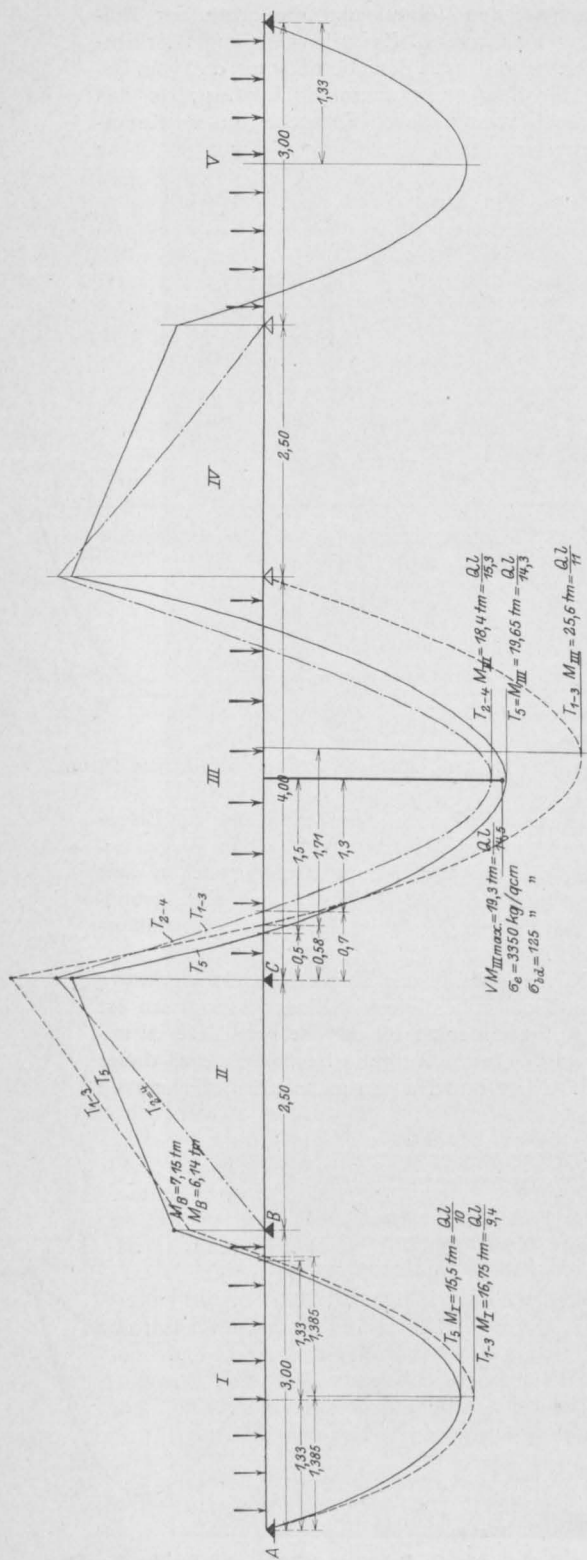


Fig. 6. Momentenlinien für den Träger über 5 ungleichen Feldern; v_{MIII} (Moment aus den Versuchen abgeleitet; T_5 nach der Berechnung unter Annahme des Zusammenhanges über die 3 Endfelder, T_2-4 der 3 Mittelfelder.

Wirkungsweise statisch unbestimmter Eisenbetonkonstruktionen erkennen lassen. Sind aber die Grundlagen geschaffen, dann bietet uns die in hohem Grad entwickelte Statik die Möglichkeit, eine auf die Eigenheiten des Eisenbetons Rücksicht nehmende einwandfreie Theorie der Berechnungen aufzustellen.

An der Hand von einer größeren Zahl von Lichtbildern, welche der Darstellung aus der bereits erschienenen Veröffentlichung entnommen sind, werden die Versuchsergebnisse kurz besprochen. Zwei dieser charakteristischen Abbildungen sind in Fig. 1 u. 2 wiedergegeben.

Fig. 1 stellt eine Aufnahme des über drei Felder durchgehenden Trägers mit fest verbundenen Stützen dar, welche nach dem Bruch gemacht wurde und den Verlauf der Risse veranschaulicht. Fig. 2 zeigt eine Darstellung des über 5 Felder durchgehenden Trägers mit ungleichen Feldern, aber symmetrisch zur Mitte angeordnet, aus welchem man mit freiem Auge den Verlauf der Durchbiegungen in den Feldern erkennen kann.

Aus den Messungen der Durchbiegungen, ferner der Neigungen der Balkenachse u. a. ergibt sich die Schlußfolgerung:

Im Falle frei drehbarer und verschiebbarer Lagerung folgen Eisenbetonkonstruktionen über mehrere Felder denselben Gesetzen, wie durchlaufende Träger aus homogenem Material mit unveränderlichem Elastizitätsmodul und gleichbleibendem Trägheitsmoment.

Bei Eisenbetonkonstruktionen, die mit den Stützen schon durch die Art der Herstellung fest verbunden sind, ist dies nicht der Fall. Es treten nicht nur größere Einspannungen am Übergang vom Träger zur Stütze auf, welche die Neigung der Balkenachse bei zunehmenden Belastungen beeinflussen, sondern es entstehen auch in den Stützen Formänderungen. Weitere Folgen sind eine Verdrehung des ursprünglich rechten Winkels zwischen Träger- und Stützachse und eine Durchbiegung der Stützen. Es zeigt sich deutlich eine rahmenartige Wirkung eines derartigen Gebildes. Die in den Stützen auftretenden Biegemomente dürfen jedenfalls beim Entwurf ähnlicher Eisenbetonkonstruktionen nicht unberücksichtigt bleiben.

Zum Schluß werden die bestehenden Berechnungsmethoden mit den aus den Versuchen durch direkte Messungen abgeleiteten Werten für die Spannungen im Beton und im Eisen verglichen. Es ergibt sich hierbei für den Träger auf zwei Stützen (Fig. 3) eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und tatsächlichem Wert. Das Objekt I, der Träger auf zwei Stützen, sollte nur die Möglichkeit bieten, die Ergebnisse bei den

*) Unternehmungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen von Geh. Hofrat Professor Scheit und Dr.-Ing. E. Probst. Mit 52 Textfiguren. Berlin 1912, Verlag von Julius Springer. Preis M 5.—.

Trägern über mehrere Stützen verglichen zu können.

Das Ergebnis bei dem ersten Objekt zeigt ferner eine Bestätigung der bereits bekannten Tatsache, daß nicht die Zugfestigkeit, sondern die Streckgrenze des Eisens für die Bemessung der Eisenspannungen bei Eisenbeton maßgebend ist.

Der Träger auf 3 Stützen brach über der Mittelstütze: Das aus den Versuchen direkt ermittelte Bruchmoment betrug 18,7 tm; die Spannung im Eisen $\sigma_e = 3580 \text{ kg/cm}^2$, im Beton $\sigma_{bd} = 187 \text{ kg/cm}^2$. Ähnliche Werte erhält man für ein Moment $= \frac{Ql}{10}$, wenn für Q die Bruchlast eingesetzt wird. Es zeigt sich, daß der theoretisch für volle Belastung gültige Wert von $\frac{Ql}{8}$ nicht erreicht wurde. Vielmehr gibt der Wert $\frac{Ql}{10}$ diejenigen Spannungen, welche den tatsächlich auftretenden Spannungen entsprechen. (Fig. 4).

Bei dem Träger auf 4 Stützen zeigt die Berechnung nach der Theorie der durchlaufenden Träger eine ziemlich gute Übereinstimmung mit den tatsächlich auftretenden direkt ermittelten Momentenlinien (Fig. 5). In Fig. 5 sind, wie bei allen anderen Figuren, die aus den Versuchen direkt ermittelten Momentenlinien stark ausgezogen, während die dünnen Linien, die der Berechnung entsprechenden Momentenlinien sind. Während die negativen Momente bei letzteren größer sind, als die wirklich auftretenden, zeigt sich der umgekehrte Fall bei den größten positiven Feldmomenten. Die Berechnung, bei welcher für die positiven Feldmomente und die negativen Stützmomente die Verschiedenheit des Querschnittes berücksichtigt wurden, ergibt folgende Werte: Bei einer Belastung von 6,2 t/m ($\frac{1}{3}$ der Bruchlast) ist M_I (Feldmoment im ersten Feld) 5,52 tm gegen 6,2 tm aus den Versuchen. Das Bruchmoment für das belastete erste Feld, in welchem der Bruch eintrat, betrug nach den Versuchen 18,4 tm gegen 16,6 tm aus der Berechnung nach der Theorie der kontinuierlichen Träger. Während nach den Versuchen σ_e mit 3350 ermittelt wurde, ergibt die Rechnung nur 2990 kg/cm^2 .

Bei dem Träger, welcher mit den 4 Stützen fest verbunden ist (Fig. 1) versagt die gewöhnliche Berechnung nach der Theorie der durchlaufenden Träger. Während hier in den Stützen unter Annahme zentrischer Belastung für den Beton Spannungen von 45 kg/qcm beim Bruch ermittelt wurden, sind unter Berücksichtigung der in den Stützen auftretenden Biegemomente errechneten Spannungen im Beton viel größer.

Eine sehr gute Übereinstimmung von Versuch und Berechnung ergibt die Berechnung von Dr. Marcus*).

Schließlich wurde die Berechnung für den Träger über 5 Felder durchgeführt unter der Annahme der Kontinuität über 5 Felder, ferner unter der Annahme des Zusammenhanges über die 3 Mittelfelder und endlich unter Annahme des Zusammenhanges der 3 Endfelder. Letzteres würde dem ungünstigsten Falle entsprechen, wie er in den ministeriellen Vorschriften angenommen wird. Die Rechnungsergebnisse sind folgende: (Siehe Fig. 6). Aus den Versuchen ergibt sich das Bruchmoment M_{\max} im dritten Felde in Feldmitte mit

$$19,3 \text{ tm} = \frac{Ql}{14,5};$$

$$\sigma_{c \max} = 3350 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_{bd} = 125 \text{ kg/cm}^2.$$

Unter Berücksichtigung des Zusammenhanges über alle 5 Felder erhält man

$$M_{\max} = 19,65 \text{ tm} = \frac{Ql}{14,2};$$

$$\sigma_{c \max} = 3490 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_{bd} = 114 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Zusammenhang über die 3 Mittelfelder ergibt

$$M_{\max} = 18,4 \text{ tm}$$

$$\sigma_c = 3270 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_{bd} = 106 \text{ kg/cm}^2,$$

während der Zusammenhang über die 3 Endfelder

$$M_{\max} = 25,6 \text{ tm} = \frac{Ql}{11};$$

$$\sigma_c = 4550 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_{ed} = 149 \text{ kg/cm}^2 \text{ ergibt.}$$

Die Berechnung zeigt deutlich, daß eine Übereinstimmung mit den aus den Versuchen ermittelten Spannungen nur bei Berücksichtigung des Zusammenhanges über alle 5 Felder herrscht.

Meine Herren! Was ich Ihnen hier vorgebracht habe, sind Vorversuche, ist der Anfang von Untersuchungen und ich hoffe, daß sie, ob von uns oder von andern ist ja gleichgültig, fortgesetzt werden. Jedenfalls glaube ich die Erwartung aussprechen zu können, daß unsere Untersuchungen uns in dem Bestreben, für die statisch unbestimmten Eisenbetonkonstruktionen eine den Eisenbeton berücksichtigende möglichst einwandfreie Theorie der Berechnungen zu schaffen, um ein gutes Stück vorwärts gebracht haben.

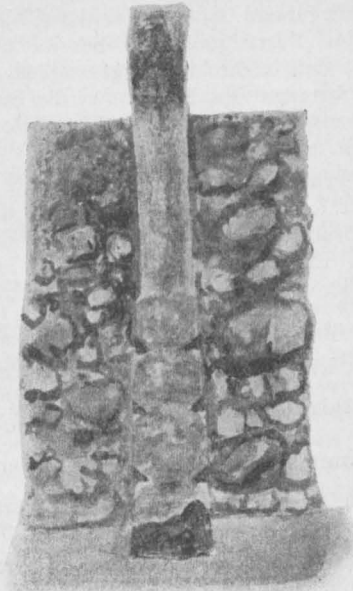
*) Studien über mehrfach gestützte Rahmen und Bogenträger. Von Dr.-Ing. H. Marcus. Berlin 1911, Verlag von Julius Springer. Preis M 4.—.

DIE ROSTSICHERHEIT DES EISENS IM BETON.

Ogleich man annehmen sollte, daß diese Frage bereits lange geklärt ist, hört man doch in der Praxis häufig die Befürchtung verlauten, daß das im Beton eingebettete Eisen rosten könnte. Deshalb ist es besonders wertvoll, wenn Beispiele aus der Praxis Aufschluß über diese wichtige Frage geben.

In dem kürzlich erschienenen Jahresbericht des „Concrete Institute“ (des englischen Betonvereines) ist von einem Beispiel die Rede, welches bei einem 50jährigen Bau das Verhalten von Eisen im Beton zeigt. Beistehende Figur zeigt eine Aufnahme eines in einer Betonfundamentplatte eingebetteten Bolzens, bei einem Gebäude der im Jahre 1862 stattgehabten Ausstellung in South Kensington. Gelegentlich einer Änderung, welche im Jahre 1911 an den Fundamenten dieses Baues vorgenommen wurde, wurde eine größere Anzahl von Bolzen vorgefunden, deren Aussehen die beistehende Figur zeigt. Man ersieht daraus, daß nur die aus dem Beton herausragenden Teile verrostet waren, während der Teil im Beton genau sowie zur Zeit der Einbettung mit Walzhaut versehen war.

E. P.



LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

A machine for bending steel rods for concrete reinforcement. Maschine der Wallace Supply Co., Chicago, zum Biegen von Eisenlagen. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 13.

Die Folgen des Gebrauchs unrichtig zusammengesetzter Mörtel. Von Stadtbaumeister Joannini. Verfasser bekämpft unter Beziehung auf eine Schrift gleichen Namens von Professor van der Kloes, insbesondere den vielfach zu großen Kalkzusatz im Mörtel, tritt für Zusatz von Traß ein, stellt die Forderungen für einen sachgemäßen Mörtel auf und gibt eine beachtenswerte Zusammenstellung von bewährten Mörtelmischungen für die verschiedensten Mauerarten. Tonind.-Ztg. 1912. Nr. 20.

Ein Beitrag zum Thema „Zement-Kalkmörtel bei Talsperrenbauten“. Von Dr.-Ing. h. c. Anton Hambloch. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 2.

2. Prüfung und Untersuchung.

Einfluß von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton. Deutscher

Ausschuß f. Eisenbeton. Heft 13. Versuche in Groß-Lichterfelde. Bericht von Prof. M. Gary. Allgemein werden folgende Schlüsse gezogen: Durch warmes Wetter wird das Erhärten des Betons beschleunigt, die Endfestigkeit erhöht, vorausgesetzt, daß das Abbinden bei mäßiger Temperatur erfolgt, weicher Beton vor dem Austrocknen, fetter frischer Beton vor starker Wärmestrahlung geschützt wird. Kühle Witterung (etwa $+5^{\circ}\text{C}$.) schadet der endgültigen Festigkeit in keinem Fall, erhöht sogar unter Umständen die Festigkeit magerer Mischungen. Voraussetzung ist dabei jedoch, daß der Beton noch in den ersten Monaten seiner Erhärtung Gelegenheit hat, in normaler Temperatur ($+15$ bis $+20^{\circ}\text{C}$.) zu erhitzen. Geringer Frost (-5 bis -10°C .) schadet dem bei normaler Temperatur erzeugten Beton in seiner Erhärtungsfähigkeit nur wenig, hält aber die Entwicklung der Endfestigkeit zurück. Die Zeit, die der Beton im Frost steht, kommt für seine Erhärtung nicht in Betracht. Er erlangt aber seine natürliche Endfestigkeit, wenn er nach dem Frost genügende Zeit zur Nacherhärtung in normaler Temperatur behält. Genauere Feststellungen, wann dieser Zeitpunkt eingetreten ist, sind bei den Ver-

suchen allerdings nicht gemacht. Die Ergebnisse verschiedener Versuche lassen erkennen, daß bei 90 Tagen Alter der Proben die der normalen Erhärtung entsprechende Endfestigkeit bereits erlangt war, trotzdem die Körper dem Frost bis zur Dauer von 28 Tagen ausgesetzt waren. Die Versuche lassen jedenfalls erkennen, daß man mit den jetzigen Vorschriften über die Behandlung des Betons bei Wärme und Frost auf dem richtigen Wege gewesen ist. Dtsche Bztg. Mitt. 1911. Nr. 3.

Ölzusatz bei Beton und Mörtel. Nach Versuchen von L. W. Page hat der Ölzusatz zu Mörtel und Beton folgenden Einfluß: Er verlängert erheblich die Abbindezeit, beeinflusst nur wenig die Zugfestigkeit, bewirkt aber eine, in manchen Fällen beträchtliche, Abnahme der Druckfestigkeit; er verringert, zum Teil in ganz bedeutendem Maße, die Aufnahmefähigkeit des Betons für Wasser und seine Durchlässigkeit. Ein 12 mm starker Putz aus Mörtel 1:3 mit 10 vH Ölzusatz genügt vollständig, um bei sehr geringem Beton selbst unter hohem Drucke jede Durchfeuchtung zu verhindern. Das Ergebnis der Versuche, das aber, wie schon erwähnt, nicht als endgültig angesehen werden darf, ist also dahin zusammenzufassen, daß ein Mörtel oder Beton mit Ölzusatz, ohne im allgemeinen an seinen Festigkeitseigenschaften wesentliche Einbuße zu erleiden, eine hohe Wasserdichtigkeit besitzt, ein Ergebnis, das nur mit Freuden begrüßt werden kann. Die günstigste Menge des zuzusetzenden Öles scheint 10 vH des im Mörtel oder Beton enthaltenen Zementes zu sein. Die Verzögerung im Abbinden und Erhärten macht allerdings eine gewisse Vorsicht bei der Verwendung des Ölbetons erforderlich; auch muß während der ersten Stunden Wasser von dem Ölbeton ferngehalten werden, weil sonst seine Güte stark leidet. Ein Verwendungsgebiet, für das sich der Beton mit Ölzusatz nicht oder doch wenigstens nicht ohne weiteres eignet, ist jedoch der Eisenbeton. Es entsteht nämlich nicht die genügende Haftfestigkeit zwischen dem Beton und den Eiseneinlagen, die dem Verbundkörper zur Entwicklung seiner hervorragenden Festigkeitseigenschaften unentbehrlich ist. Zentr. d. Bauv. 1912 Nr. 11. — Bestätigung durch andere Versuche. Nr. 14 u. 15.

Some recent work on the alteration in volume of cement and concrete. Kurze Mitteilungen über die Versuche von A. S. Goldbeck zur Feststellung der Raumveränderungen des Zements und Betons. Vergleichende Gegenüberstellung der Ergebnisse mit denen von Schüle (1909) und der „Ecole des Ponts et Chaussées“, aus welcher sich eine Übereinstimmung nur bei den Versuchsergebnissen über Zusammenziehung des der Luft ausgesetzten Betons erkennen läßt, während die Feststellungen über die Veränderung des Betons unter Wasser und über den Einfluß

der Bewehrung derart voneinander abweichen, daß weitere Versuche zur einwandfreien Klärstellung notwendig erscheinen. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 1.

Some of the properties of oil-mixed Portland cement mortar and concrete. Von Logan Waller Page. Mitteilungen von Versuchsergebnissen über den Einfluß von Ölbeimengungen auf die Festigkeit, Dichtigkeit, Elastizität und sonstigen Eigenschaften des Zements, Zementmörtels und Betons. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 15.

Some thermal properties of concrete. Von Charles L. Norton. Mitteilungen über Versuche des Verfassers im Laboratorium für Wärmemessung am Technologischen Institut von Massachusetts zur Bestimmung 1. des linearen Ausdehnungskoeffizienten, 2. der Verminderung der Festigkeit nach der Erhitzung, 3. der spezifischen Wärme und 4. des Koeffizienten für Wärmeleitung vom Beton. Versuchsergebnisse. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 2.

3. Wirtschaftliches.

— — —

II. Theorie.

Beitrag zur Berechnung von einfach bewehrten Plattenbalken. Von Ing. Gustav Lichtenstein, Budapest. Ableitung von Formeln zur Ermittlung der Höhe und der Bewehrung des Plattenbalkens bei gegebenen Grenzspannungen und für den Fall, daß die Nulllinie in den Steg fällt. Anwendung auf ein Beispiel. Beton und Eisen 1912. Heft V.

Concrete beams with double reinforcement. Von Ewart S. Andrews. Einige theoretische Betrachtungen über Eisenbetonbalken mit doppelter Bewehrung. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 2.

Economical design of reinforced concrete columns. Von Harry Jackson. Eingehende Ratschläge über die Berechnung und wirtschaftliche Ausbildung von Eisenbetonsäulen nach einem Bericht des Royal Institute of British Architects. Zusammenstellung von runden und rechteckigen Querschnittsformen und ihrer Abmessungen und Bewehrung, abgestuft nach der Größe der zulässigen Belastungen; Kostenvergleich zwischen runden und rechteckigen Säulen. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 3.

Zur Berechnung von Verbundsäulen. Von Prof. O. Domke, Aachen. Beitrag zu der Abhandlung Dr. v. Empergers: Eine neue Verwendung des Gußeisens bei Säulen und Bogenbrücken. Einige Bemerkungen und Entwicklungen über Säulenberechnungen. Beton u. Eisen 1912. Heft IV u. V.

Secondary stresses. Von F. C. Kunz. Ausführliche allgemeine und besondere Erörterungen über die verschiedenen Arten von Nebenspannungen und ihre Ursachen. Bestimmung ihrer Größe an einem Beispiel. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 14.

Beitrag zur Theorie der Rippenkuppel. Von Dr.-Ing. Henri Marcus. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 1 u. 2.

Praktische Beispiele zur Bewertung von Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. Von Reg.- und Baurat Krey. Nachrechnung von Beispielen über die Standsicherheit von Bohlwerken und Pfählen im Erdboden. Zeitschr. f. Bauwesen 1912. Nr. 1 bis III.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

A test on a flat slab floor in a reinforced concrete building. Mitteilungen über interessante Versuche mit einer flachen Eisenbetondecke. Mit Abb.; vgl. auch L. Febr. 11. III. S. 72. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI. Nr. 12.

Neuere Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Prof. M. Foerster. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 2.

Neue Versuche mit eingespannten Platten. Besprochen von Dipl.-Ing. Paul Knauff. Mit Abb. Arm. Bet. 1912. Heft 1.

Die Haftfestigkeit des Eisens am Beton. Von Prof. Dr. Rohland. Arm. Beton 1912. Heft 3.

IV. Leitsätze und Vorschriften.

Runderlaß, betr. die Berechnung von Eisenbetonbalken mit eingelegten Drahtwicklungen in die Druckschicht. Vom preussischen Minister der öffentlichen Arbeiten. Die für Säulen zugelassene Bewehrung des Eisenbetons mit eingelegten Eisendrahtspiralen oder ähnlichen Wicklungen kann auch zur Verstärkung der Druckschicht von Eisenbetonbalken verwendet werden. Die Berechnung derartiger bewehrter Balken darf nach dem für die Säulen angegebenen Verfahren erfolgen.

Die für die Berechnung anzunehmende Betondruckkraft kann in der Weise ermittelt werden, daß die größte Randspannung des Betons, die sich nach der gewöhnlichen Berechnungsweise in dem Eisenbetonbalken unter Nichtberücksichtigung der Eiseneinlagen in der Druckzone ergibt, mit dem Inhalt der umschnürten Querschnittsfläche multipliziert wird. Arm. Beton 1912. Heft 4. Beton und Eisen 1912. Heft V.

Runderlaß, betr. die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchung der Baustoffe. Auslegung der Vorschrift unter Abt. C, Abschn. 6, Ziffer 2, Abs. 2 der Bestimmungen über die bei Hochbauten usw“ . . . vom

31. Januar 1910 betr. die Größe des anzunehmenden Winddruckes. Beton u. Eisen 1912. Heft V.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Construction of forms in reinforced concrete work. Von E. R. Matthews. Ratschläge über eine möglichst wirtschaftliche Ausgestaltung der Rüstung und Schalung bei Herstellung von Stützmauern. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 3.

Forms for reinforced concrete floors, beams and columns. Von H. Kempton Dyson. Vorschlag einer neuen Rüstungsart für Eisenbetonbalken und -decken zum Zwecke einer möglichststen Herabminderung des Holzverschnittes und damit auch der Kosten. Die gewählte Anordnung der einzelnen Rüstungsteile wird eingehend beschrieben und begründet. Mit zahlreichen Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 2.

Abfangen schweren Mauerwerks mittels Betonstützen. Zum Abfangen großer Lasten z. B. beim Auswechseln von Turmfundamenten, eignen sich Holzstützen wegen ihrer starken Zusammenpressung weniger gut, als Stützen aus armiertem Beton. Das Anpressen der Stützen aus Beton gegen die zu stützenden Teile sowie die Ausgleichung der eintretenden Senkungen geschieht nach einem Patente der Firma Dyckerhoff & Widmann, durch Ausnutzung der beiden physikalischen Eigenschaften des Betons, beim Erhärten unter Wasser sein Volumen zu vergrößern, und wie alle Körper, sich beim Erwärmen auszudehnen. Beton-Ztg. 1911. Nr. 44.

Die Fabrikalanlage zur Herstellung stahlbewehrter Schleudermaste der Akt.-Ges. Dyckerhoff & Widmann zu Cossebaude b. Dresden. Von Prof. M. Foerster. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Nr. 1.

Failure of the roof of a reinforced concrete building, Winnipeg, Man. Bericht über den Einsturz eines Teiles des Daches eines neuen Eisenbeton-Warenhauses am 7. Sept. 1911. Erörterung der Ursachen. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 14.

The destruction of the Austin dam. Ausführlicher Bericht über die Ursachen des am 30. September erfolgten Einsturzes der Talsperre-mauer bei Austin, Pa., mit zahlreichen photographischen Aufnahmen des Dammes selbst und der durch den Bruch bewirkten Zerstörungen. Mitteilungen über die Untersuchungen der Standsicherheit. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 13. Vgl. auch

Another Austin dam failure and its lessons. Über den erneuten Bruch der Stau-

mauer bei Austin und seine Lehren mit photogr. Abb. der angerichteten Verwüstungen. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 14 u. 16.

2. Ausführungen im Hochbau.

Der konstruktive Aufbau der Lutherkirche zu Worms a. Rh. Von Stadtbaurat Steinberger, Darmstadt. Einige Angaben über die konstruktive Durchbildung des Kirchenschiffgewölbes und des Turmaufbaues. s. auch L. März 1911. V, 2. S. 111. Mit Abb. Beton und Eisen 1912. Heft V.

Reinforced concrete race-stand, Blackpool. Ein bemerkenswertes Eisenbetonbauwerk ist die im Clifton Park, Blackpool, errichtete Tribüne von 142 m Länge, 15,5 m Tiefe und rd. 11,0 m Gesamthöhe. Das Bauwerk besteht aus der vorderen (niedrigen) und hinteren (hohen) Abschlußwand sowie aus 3 Reihen von Zwischenstützen, deren Höhe nach der Rückwand zu der Tribünenneigung entsprechend wächst, ferner aus kräftigen Quer- und Längsbalken und ist auf rd. 7 m Breite überdacht. Die Bewehrung erfolgte mittels Kahneisen. Weitere Angaben über die Raumverteilung sowie über die Abmessungen der einzelnen Konstruktionsteile und die Lage der Bewehrung. Zahlreiche Abb. und Photogr. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VII. Nr. 1.

Neue Ausführungen in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner. Hallen, Silos usw. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 2 u. 3.

Hallenbauten in Eisenbeton für die Baildonhütte in Kattowitz. Haupthalle von 15,3 m Weite und 7,8 m l. Höhe, mit Nebenhallen; Binder der Haupthalle als Rahmen in 5 m Abstand; Querschnitt im Scheitel 1,2·0,5 m, am Fuß 0,7·0,5 m. An den Ständern tragen sie auf Längsträgern noch Kranbahnschienen. Im mittleren Binderfeld ist eine durch Dachbalken und Dachhaus durchgehende Dehnungsfuge nach dem System des Gelenkträgers (Auslegers) angeordnet. Allgemeine Beschreibung, Darstellung von Einzelheiten und des Bauvorganges. Mit guten Abbildungen. Dtsch. Bztg. Mitt. 1912. Nr. 3 u. 4.

Die Magdalenenkirche in Straßburg i. Els. Von Dipl.-Ing. E. Conrad. Umfangreiche Verwendung hat der Eisenbeton beim Wiederaufbau der Magdalenenkirche gefunden. Bemerkenswert ist davon das über dem Hauptschiff sich spannende Tonnengewölbe von 13,50 m l. Weite und 41,32 m Länge. Es besteht aus Hauptbindern in je 6,05 m Abstand. Zwischen den Bindern liegen 4 Rippen, an denen die 6 cm starke Platte hängt. Die Hauptbinder sind als Zweigelenkbogen ausgebildet und stützen sich auf steife Rahmen dreieckiger Form, die auf der inneren Eisenbetonstütze und der die äußeren gemauerten Wand ruhen. Da letztere die horizontalen Kräfte nicht aufnehmen konnte, wurde die innere Eisenbetonstütze biegungsfest

ausgebildet. Die Gelenkausbildung durch Einschnürung der Bewehrungsseisen, die Bewehrung selbst, die Herstellung von Stiehkappen, die Ausbildung der Abschlußkuppel und a. m. bieten viel Interessantes. Mit zahlreichen Abbildungen. Beton u. Eisen 1912. Heft IV. — Beton 1912. Heft 3.

Eisenbetonkonstruktionen am neuen städtischen Vieh- und Schlachthof zu Dresden. Von Geh. Rat Prof. Böhm. Mit Abb. Arm. Beton 1912. Heft 1 u. 2.

Constructing the walls of a reinforced concrete factory on a horizontal platform. In Rogers Park, Ill. ist eine 3stöckige Fabrik aus Eisenbeton in der Weise errichtet worden, daß die 4 Umfassungsmauern zunächst auf waggerichter Plattform hergestellt und nach dem Erhärten im ganzen aufgerichtet wurden. Über den Bauvorgang und den weiteren inneren Ausbau werden Angaben gemacht. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 13.

A reinforced concrete chimney-stack. Von Oskar Faber. Mitteilungen über den Entwurf, Berechnung und Ausführung eines etwa 46,5 m hohen Schornsteins in London aus Eisenbeton. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 3.

A 375-foot chimney at Easton. Von Thomas S. Clark. Ein 114 m hoher Schornstein wurde in Easton, Pa. errichtet. Sein äußerer Durchmesser beträgt am Fuße 11,3 m bei 0,8 m Mauerstärke und an der Spitze 2,70 m bei 0,20 m Stärke. Das Fundament wurde aus Beton, der Schornstein selbst aus Formziegeln in säurefestem Mörtel hergestellt. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 13.

A reinforced concrete roundhouse for the New Haven railroad. Beschreibung des Entwurfs und Baues zweier runder Lokomotivschuppen aus Eisenbeton für je 43 Stände. Der Durchmesser jeder der geschlossenen Ringschuppen beträgt rd. 108 m, zeigt also nicht gewöhnliche Abmessungen. Mit vielen Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 11.

Reinforced concrete work at the railway terminals, Vera Cruz, Mexico. Photographien einiger interessanter Eisenbetonbauten von den Bahnhofsanlagen in Vera Cruz. Vorgeführt werden Bilder von Quer- und Längsbahnsteigdächern, von einer Fußgängerbrücke, einem Heizhaus u. a. von meist guter architektonischer Wirkung. Concr. a. Constr. 1912. Bd. VII. Nr. 3.

Some examples of concrete work in English seaside towns. Einige Angaben über eine Reihe interessanter größerer Eisenbetonbauten in englischen Seebädern, und zwar vom neuen Kursaal in Worthing, von einer neuen Kolonnade in Bexhill, ferner von einem Pavillon und Landungssteg in Bognor sowie von der

Strandpromenade in Blackpool. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 2.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Standard culverts of the Los Angeles country highway commission. Tafel mit

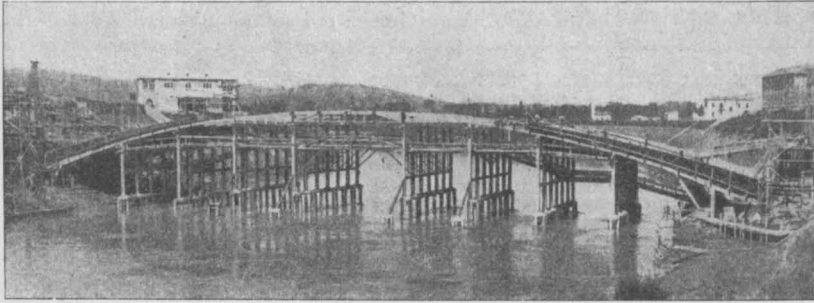


Fig. 1.

Angaben über die Größe, die Bewehrung, sowie die Eisen- und Betonmengen für die Längeneinheit rechteckiger Eisenbetondurchlässe, wie sie für die Straßen des Kreises Los Angeles, Cal. vorgeschrieben sind. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 12.

Il Ponte del Risorgimento sul Tevere in Roma. Weitere ausführliche Beschreibung der Bauarbeiten an der großen, 100 m weit gespannten Ausstellungsbrücke über den Tiber in Rom. Interessant ist unter anderm die Ausbildung des Lehrgerüsts (Fig. 1), das in seinen Haupttragteilen aus Eisenbetonpfählen und -ständern bestand; man hatte diese Bauweise mit Rücksicht auf die Hochwässer des Tibers gewählt. Fig. 2 zeigt, wie gut sich diese Eisenbetonpfähle bewährt haben: Beim Anfahren eines Dampfers, der durch den Anprall so beschädigt wurde, daß er sank, sind nur die vordersten Pfähle geknickt worden, ohne daß auch nur ein Teil des Gerüsts eingestürzt wäre. Eine Belastung der ganzen Brücke mit rund 620 kg/qm ergab bei 100 m Stützweite im Scheitel eine Senkung von 32 mm, während nach den Vertragsbestimmungen 67 mm zugelassen waren. Bei Belastung nur der linken Hälfte ergab sich unter dieser in $\frac{1}{4}$ der Stützweite 13 mm Senkung, während sich auf der rechten Seite nur 1 mm zeigte. Mit Abb. Il Cemento 1911. Nr. 21. s. L. Jan. 1912. V, 3. S. 35.

Drei bemerkenswerte Brücken Nordamerikas. Von Frank Perkins, New York. Kurze Angaben 1. über die Colorado River Bridge in Austin, Texas, eine 300 m lange Straßenbrücke, deren Pfeiler auf Eisenbetonbrunnen gegründet wurden; einige Kostenangaben; 2. über eine 150 m

lange Fußgängerbrücke im Seepark von Milwaukee, gebildet durch Bogen von 36 m Lichtweite; jedes Gewölbe ist in Rippenbogen aufgelöst, die in Abständen von 3,6 m durch gekreuzte Streben gegenseitig versteift sind, und 3. über die Maumee River Bridge der Ohio Electric Railway Co., also eine Eisenbahnbrücke. Die Verkehrslast wurde wesentlich höher angenommen, als sie zurzeit beträgt, um der erfahrungsmäßigen Steigerung der Belastung Rechnung zu tragen. Dies ist wirtschaftlich, weil bei massiven Brücken die Verkehrslast einen verhältnismäßig kleinen Teil des Eigengewichts ausmacht. Im vorliegenden Fall be-

trägt die derzeitige Verkehrslast etwa 15 % des Eigengewichts, bei einer Verdoppelung der Belastung entsprechend der für die Berechnung zugrunde gelegten also etwa 30 %. Das Gewicht einer eisernen Brücke hätte für die gleiche Nutzlast 100 t, die Nutzlast von 225 t also mehr als 200 % des Eigengewichts betragen. Es liegt auf der Hand, daß die Annahme der doppelten Nutzlast eine wesentlich stärkere Konstruktion erfordert hätte, daß man also bei massiven Brücken Belastungssteigerungen ohne Gefährdung der Sicherheit zulassen kann, die bei Eisenkonstruktion notwendig zum Neubau führen müßten. Die Brücke selbst besitzt 12 Bögen von 23 bis 27 m Spannweite. Über den Bauvorgang werden einige Angaben gemacht. Mit Photographien der beiden erstgenannten Brücken. Beton u. Eisen 1912. Heft III.

The Columbia river bridge of the North Coast Railroad Co. Von F. L. Pitman. Entwurf und Bau einer großen eisernen Eisenbahn-



Fig. 2.

brücke über den Columbiafluß werden an der Hand zahlreicher Abb. erläutert. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 14.

Oakland avenue concrete bridge in Piedmont, California. Von W. P. Day. Beschreibung des Entwurfs und der Herstellung einer Eisenbetonbogenbrücke von rund 110 m Gesamtlänge. Die Brücke besitzt nur eine Mittelöffnung von 40 m Lichtweite; nach beiden Seiten schließen sich Balkenbrückenkonstruktionen an, die an den Stirnseiten geschlossen sind. Eigenartig ist die Architektur. Mit Abb. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 11.

Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. Von Obering. Hart. Landwegbrücke über den Oder-Spreckanal bei Biegenbrück. Dreiecklenkbogen mit Zugband. Mit Abb. Arm. Beton. 1912. Heft 3.

The Pratt street bridge, Baltimore. Straßen- und Eisenbahnbrücke mit einer Öffnung von etwa 37,5 m Lichtweite und $\frac{1}{10}$ Stich. Die Tragkonstruktion besteht aus 14 Bogenrippen aus einbetonierten genieteten eisernen Bogenträgern mit Kämpfer- und Scheitelgelenken. Die Fahrbahn ist eine Plattenbalkendecke aus Eisenbeton. Weitere Angaben über Bewehrung und Stärke der Einzelteile. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 13.

Suspended flexible centering. Von Philipp Aylett. Beschreibung der Bauart und Vorzüge aufgehängter Lehrgerüste für Bogenbrücken und Beschreibung ihrer Nutzenanwendung beim Bau der Chikahominy-Flußbrücke in Richmond. Mit zahlr. Abb. s. auch L. November 1911, V, 3, S. 410. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 1.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Reinforced concrete jetty and viaduct for high level coal hoist at Port Talbot Docks. Von W. Cleaver. Einige Angaben über den Bau einer bemerkenswerten Kohlenverladevorrichtung aus Eisenbeton in Port Talbot Docks am Bristol-Kanal. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI. Nr. 12.

Underground cisterns of concrete. Angaben über den Bau von unterirdischen Sammelgruben aus Beton nach Ratschlägen des Vereins amerikanischer Portlandzementfabriken. Mit Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 3.

Extension of the Sweetwater dam. Von James D. Schuyler. Erhöhung der Sweetwater-Talsperre bei San Diego, Cal., um etwa 6 m. Interessant ist die dabei erfolgte Umwandlung des ganzen Sperrmauerprofils. Die Mauer war ursprünglich als Gewölbe konstruiert und wurde nun als Stützmauer ausgebildet. Zahlreiche Abb. und Angaben über den Entwurf, die Berechnung

und Ausführung. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 10. — Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 3.

Some examples of concrete work in Canada. Mitteilungen über einige bemerkenswerte Eisenbetonbauten in Canada und zwar: 1. über den Bau eines großen Trockendocks in Port Arthur, Ontario; 2. über eine Eisenbetonbogenbrücke in Peterborough, Ontario; 3. über den Chaudière-Damm, eine Stauanlage in Ottawa; sowie 4. über Gasolintanks in Toronto. Mit photogr. Abb. Concr. a. Constr. Engg. 1911. Bd. VI, 12.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Test of a concrete sidewalk slab. Belastungsversuch einer Eisenbetonplatte der Gangbahn der eisernen 20. Straßenbrücke in Denver, Colorado. Die Platte ist $1,8 \times 2,4$ m groß und 0,10 m stark. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 13.

La traversa delle strade ferrate. Nach allgemeinen Betrachtungen über die Verwendung und Brauchbarkeit der Eisenbetonschwellen wird u. a. mitgeteilt, daß die Verwaltung der italienischen Staatsbahnen 300 000 Schwellen aus Eisenbeton an verschiedene Firmen in Auftrag gegeben hat, um ihre Brauchbarkeit an möglichst vielen Stellen zu untersuchen und auszuprobieren. Die Ergebnisse dieser Beobachtungen haben bis jetzt noch zu keiner praktisch befriedigenden Lösung der wichtigen Frage geführt; man hat deshalb einen internationalen Wettbewerb vorgeschlagen. Zum Schluß werden verschiedene Systeme von Eisenbetonschwellen eingehend beschrieben; zuerst die Schwelle Maciachini, ihre Herstellung und Berechnung. Mit guten Abb. Il Cemento 1911. Nr. 22 u. ff.

Clearance dimensions of rapid-transit subways and tunnels. Interessante vergleichende Zusammenstellung von 213 Tunnellichtquerschnitten aller größeren elektrischen Untergrundbahnen der Welt und zwar von London, Glasgow, Budapest, Berlin, Hamburg, Paris, Boston, Washington, Philadelphia, Brooklyn und New York. Engg. News 1911. Bd. 66. Nr. 12.

Imhoff sewage tanks at Winters, Cal. Beschreibung der Kläranlagen für Winters, Cal., mit Imhoffschen Klärbrunnen, die aus Eisenbeton errichtet wurden. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. Bd. 64. Nr. 13.

Sieglwart-Röhren. Zum Bau einer 50 km langen Wasserleitung für die Stadt Bologna sollen Eisenbetonrohre nach System „Sieglwart“ verwendet werden. Die Herstellung der Rohre beruht auf der maschinellen Herstellung einer größeren Anzahl gepreßter, schmaler Betonstäbe (faßdaubenähnlich) auf einer ebenen Unterlage aus

einem biegsamen, groben Fasergewebe. Nach genügender Erhärtung bildet die Gesamtheit eine einem Rolladen ähnliche, scharnierartig biegsame Tafel, die nach Ausstreichen der Fugen zwischen den einzelnen Längsstäbchen bzw. Einlegung von Längseisen zusammengerollt und nach maschinelltem Aufbringen einer Spiralbewehrung mit einer äußeren Betonschicht überzogen wird. Weitere Einzelheiten über Stoßausbildung usw. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft V.

VI. Allgemeine Fragen.

XV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins (E. V.). Bericht über die Tagung am 26. bis 28. Februar mit kurzer Besprechung der wichtigeren Punkte der Tagesordnung. Beton u. Eisen 1912. Heft V.

Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. Kurzer Bericht über die 3. Tagung dieses Vereins am 26. Februar 1912. Beton u. Eisen 1912. Heft V.

ERLASS DES KGL. POLIZEIPRÄSIDIUMS BERLIN.

Der Polizei-Präsident von Berlin hat den Vorstand des A. V. B. ersucht, die allgemeinen Ausführungen über Eisenbetonfundamente und Auflager für massive Decken an Schornsteinkasten zur Kenntnis der Herren Mitglieder des Vereins zu bringen.

Allgemeine Regeln über die Ausführung von Eisenbetonfundamenten an Nachbargrenzen lassen

zeilichen Vorschriften [Form. 927], welche jedem Bauschein angeheftet werden).

Die Auflager sind daher, falls eine Vorkragung des Mauerwerks nicht möglich ist oder eine zu geringe Auflagerfläche ergibt, auf der ganzen Länge des Rohrkastens abzufangen, für jeden einzelnen Fall ist die Konstruktion der Abfangung anzugeben. Bei Längen des Rohrkastens von

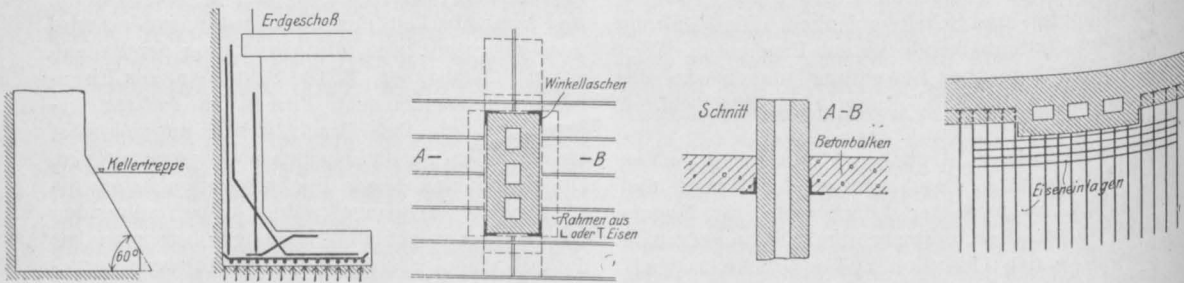


Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 5.

sich nicht aufstellen, es kann darüber nur von Fall zu Fall entschieden werden.

Bei Anordnung von Eisenbetonfundamenten ist darauf Bedacht zu nehmen, daß die Auflast möglichst gleichmäßige Bodendrücke erzeugt.

a) Bei allmählicher Verbreiterung des Stützenfußes unter 60° kann eine solche gleichmäßige Verteilung auch für einseitig ausladende Fundamente angenommen werden. b) Bei Anordnung von besonderen Fußplatten muß darauf Rücksicht genommen werden, daß die Platte biegezugsfest konstruiert wird und daß die in dem Pfeiler oder in der Stütze auftretenden Biegemomente keine Lostrennung der Platte von der Stütze erzeugen, mithin ist auch eine Armierung der Stützen oder Pfeiler notwendig.

Die Gründung von nicht armierten Mauerpfeilern auf einseitig ausladende Eisenbetonplatten ist deshalb unzulässig.

Die Auflager der Massivdecken an Schornsteinkästen sind so zu konstruieren, daß die Schornsteinwangen nicht belastet werden (vgl. Bedingungen 16 und 22 der Allgemeinen baupoli-

mehr als 1 m (etwa bei drei Rauchrohren) ist diese Konstruktion statisch nachzuweisen.

Bestehen die Massivdecken aus einzelnen Balken (z. B. Siegartbetonbalken), so ist zur Aufnahme der Balkenaullager in allen Fällen, also auch bei Längen unter 1 m, ein Rahmen aus Winkel- oder T-Eisen um den Schornsteinkasten anzuordnen (vgl. Skizze).

Bestehen Massivdecken aus gestampften Beton einheitlicher Struktur, so kann die Abfangung der Auflager an Schornsteinkästen durch eine kreuzweise Anordnung der Eiseneinlagen geschehen, wie Skizze zeigt.

Bei andern Öffnungen in den Decken finden die angegebenen Konstruktionen der Abfangung sinngemäße Anwendung mit der Maßgabe, daß bei größeren Einsteigeöffnungen, Licht- oder Fahrstuhlschächten die Seiten der Öffnungen durch einen festen Rahmen, welcher aus Winkel- oder T-Eisen oder auch aus Betonbalken bestehen kann, abgefangen wird.

Diese Arten der Konstruktionen sind ebenfalls stets statisch nachzuweisen.

RECHTSFRAGEN.

Das Benennungsrecht des Erfinders einer Deckenkonstruktion.

(Urteil des Reichsgerichts vom 20. April 1912.)

Leipzig. (Nachdruck verboten). Über die Frage, ob der Erfinder einer neuen technischen Konstruktion das Recht hat, zu verlangen, daß die solche Konstruktion ausführende Firma bei der Benennung derselben seinen Namen verwendet, lag jetzt dem Reichsgericht ein interessanter Rechtsstreit vor:

Der Regierungsbaumeister Pohlmann in Wilmsdorf ist der Erfinder einer unter Nr. 170 117 gesch. Bulbeisendecke, deren Eigenart darin bestand, daß dazu Eisenbetonbalken in einer bekannten unsymmetrischen Walzform von hoher Biegezugfestigkeit verwendet wurden und bei der abweichend von der bekannten Anordnung der Steg mit Durchlochungen versehen war. Der Erfinder schloß mit der jetzigen Beklagten, der Aktiengesellschaft St. und N. am 20. Oktober 1902 einen Vertrag, in dem er der letzteren die Verwertung seiner Erfindung übertrug. Er verlangt nun, daß die Deckenkonstruktion unter Nennung seines Namens als „System Pohlmann“ oder „Bulbeisendeckensystem Pohlmann“ in den Reklamen und Broschüren der Beklagten bezeichnet werde. Er stütze sein Verlangen darauf, daß entsprechend 8jähriger Übung ein Vertrag zustande gekommen sei, in dem er mit dem Kommerzienrat N ausdrücklich die Namensnennung vereinbart habe. Er behauptete, es sei allgemein üblich, Deckenkonstruktionen im Verkehr nach dem Namen des Erfinders zu bezeichnen. Das geschehe insbesondere auch durch die solche Konstruktionen ausführenden Firmen. In dem ersten Entwurf der Reklameschrift für seine Konstruktion habe der Kommerzienrat N eigenhändig die Bezeichnung „System Pohlmann“ hineinverbessert. Diese Bezeichnung sei auch bisher verwendet worden, erst in letzter Zeit habe man sie unterlassen. Gemäß § 6 seines Vertrages habe er ein ideelles und erhebliches wirtschaftliches Interesse daran, daß die Decken seinen Namen trügen. Er klagte deshalb auf Feststellung, daß die Beklagte verpflichtet ist, in den Reklamebriefen und Broschüren seinen Namen zu nennen. Die erste Instanz, Landgericht Berlin I machte die Abweisung der Klage von einem Eid des Kommerzienrats N. abhängig, daß die Namensnennung nicht ausdrücklich vereinbart sei. Das Kammergericht Berlin hat die Berufung mit folgender Begründung abgewiesen: Es sei richtig, sagt der Berufungsrichter, wie schon das Landgericht festgestellt habe, daß das Verlangen des Klägers nach der Bezeichnung seiner Erfindung mit seinem Namen im Gesetze keine Grundlage finde, aber auch 8jährige Übung, sie so zu bezeichnen, keine rechtliche Verpflichtung der Beklagten zu erzeugen vermöge. Auch aus § 6 des Vertrages sei eine solche nicht herzuleiten. Der Ansicht des Klägers über die verkehrswidrliche Bezeichnung von Deckenkonstruktionen stehe die für Fachleute bestimmte Flackowskische Schrift „Massivbauweisen im Hochbau“ entgegen, in welcher viele Konstruktionen nicht nach dem Erfinder, sondern nach dem Material benannt seien. Von einer allgemeinen Übung in dem vom Kläger geltend gemachten Sinne sei keine Rede; wäre es doch der Fall, würde auch dies noch keine rechtliche Verpflichtung der Beklagten begründen, die von ihr vertriebenen Decken nach dem Kläger zu benennen. Aus einer solchen Übung würde namentlich nicht auf stillschweigende Vereinbarung der Parteien zu schließen sein. Die Verbesserung des ersten Reklameschriftentwurfs sei unerheblich und vielleicht nur als unverbindliches Entgegenkommen oder als Absicht, dadurch für den Kläger einen rechtlichen Anspruch auf die fragliche Bezeichnung zu begründen, anzusehen. — Die Revision des Klägers griff dieses Urteil an, indem sie darauf hinwies, daß es in der Natur der Sache liege, daß eine Erfindung nach dem Erfinder genannt werde. Der § 6 des Vertrages, daß die Wünsche des Klägers zu be-

rücksichtigen seien, müsse ihm auch das Recht geben, seiner Erfindung seinen Namen beizusetzen. Daß er ein Interesse an solcher Nennung bei einer in den hauptsächlichsten Kulturstaaen geschützten Erfindung habe, müsse ihm zugestanden werden. Zu berücksichtigen sei auch, daß 8 Jahre lang tatsächlich die Decken mit seinem Namen bezeichnet worden seien. Das Reichsgericht gab diesen Erwägungen statt und erkannte ihre Berechtigung insofern an, als es das Berufungsurteil aufhob und die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an die Vorinstanz zurückverwies.

(Aktenzeichen: I. 222/11).

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

- 80a. G 31 646. Maschine zur Herstellung von runden sowie unrunder Röhren aus Beton oder dergleichen. Leo Geislinger, Zuffenhausen, Württ. 3. 5. 10.
- 37a. J. 13 733. Verfahren und Matte zum Dichten und Eindecken von Hoch und Tiefbauten aller Art; Zus. z. Anm. R. 31 455. Diagolit-Fabrik Fischer & Perger, Tempelhof-Berlin. 20. 6. 11.
- 37b. J. 12 104. Eiseneinlage für Betonbalken größerer Länge. W. Jacob, Berlin, Lachmannstr. 3. 25. 11. 09.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37b. 488 255. Pfosten aus Stampfbeton mit abgerundeten Ecken. Lindenthal & Co., Berlin. 15. 11. 11. L. 27 906.
- 37a. 496 346. Eisenbeton-Plattenbalkendecke mit vollfugiger Ausmauerung der Zwischenfelder aus ungelochten Schwemmsteinen. Johann Böhm, Bonn, Koblenzerstr. 8. 23. 1. 12. B. 56 573.
- 37a. 496 347. Eisenbeton-Plattenbalkendecke mit hohl-fugiger Ausmauerung der Zwischenfelder aus ungelochten Schwemmsteinen. Johann Böhm, Bonn, Koblenzerstr. 8. 23. 1. 12. B. 56 574.
- 37a. 496 472. Hohlstein-Rippendecke. Franz Pietsch, Eisenach. 13. 1. 12. P. 20 749.
- 37a. 496 766. Eisenbetonträger für Hohldecken. Hermann Ehrlich, Bielefeld, Düppelstr. 16. 28. 11. 10. E. 15 023.
- 37a. 496 768. Eisenbeton-Rippendecke mit verstärkten Auflagern. Gustav Hager, Leipzig-Lindenau, Kaiserstr. 3, und Walter Seidel, Chemnitz, Friedrichsplatz 7. 16. 5. 11. H. 51 245.
- 84a. 497 431. Fertig hergestellte Eisenbetonplatte, verlegt zum Zwecke des Ufer- und Böschungsschutzes. Max Jerschke, Gleiwitz, Promenade 6. 24. 1. 12. J. 12 324.
- 37b. 497 400. Betonversteifungskörper für Massivbalkendecken. Rudolf Seidel, Wien; Vertr.: R. Deißler, Dr. G. Döllner, M. Seiler, E. Macmecke und W. Hildebrandt, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 61. 15. 11. 11. S. 26 061.
- 37b. 497 465. Eisenbetonpfosten für Drahtzäune und dergleichen. Emil Jacobi, Charlottenburg, Dernburgstraße 29. 1. 2. 12. J. 12 334.
- 37b. 497. Eckpfosten aus Eisenbeton. Emil Jacobi, Charlottenburg, Dernburgstr. 29. 1. 2. 12. J. 12 335.
- 37f. 498 598. Zusammensetzbare Gruft aus Eisenbetondoppelwänden und -boden mit wasserundurchlässiger Zwischenlage. Walter Schaeetzke, Breslau, Lohestr. 27. 26. 10. 11. Sch. 41 915.
- 80a. 498 005. Verstellbare Form für Eisenbetonpfosten. Emil Jacobi, Charlottenburg, Dernburgstr. 29. 5. 2. 12. J. 12 350.

37b. 497 778. Betonbalken zur Pflasterung von Viehställen. Otto Wiere, Hohennauen b. Rathenow. 3. 2. 12. J. 35 823.

37b. 497 861. Sturmpfahl bzw. Hering mit Hakenring. Baumann & Lederer, Cassel. 5. 2. 12. B. 56 719.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Baustoffkunde von Professor H. Haberstroh, Oberlehrer an der Herzogl. Baugewerkschule in Holzminden. Mit 36 Abbildungen. (Sammlung Göschen Nr. 506). Leipzig. G. J. Göschen'sche Verlagsbuchhandlung. 1910. Preis in Leinwand gebunden 80 Pfennige.

Die hohe Bedeutung der Baustoffkunde ist heute überall anerkannt. In dem vorliegenden Werkchen sind die gebräuchlichsten und wichtigsten Baustoffe, soweit es der geringe Umfang gestattet, in bezug auf Eigenschaften, Entstehung, Vorkommen, Gewinnung, Bearbeitung und richtige Verwendung beschrieben. Besonderes Gewicht ist auf die Kennzeichen guter und schlechter Baustoffe gelegt, auf die Zerstörungen, denen sie ausgesetzt sind, und auf die Schutzmittel, durch welche man ihre Haltbarkeit verlängern kann.

Das Büchlein wendet sich zwar in erster Linie an den entwerfenden und ausführenden Techniker und Bauhandwerker, soll aber auch für jeden Anderen, der mit Bauwerken oder baulichen Anlagen zu tun hat, von Nutzen sein, besonders für jeden Besitzer, Käufer oder Verwalter eines Hauses und für jeden Bauherrn.

Hilfstabellen für statische Berechnungen. Aus der Praxis für die Praxis. Herausgegeben von Karl Ottmad, Ingenieur, Wiesbaden. Kommissionsverlag Arno Peschke (Otto Streit) Glauchau i. Sa. Preis M. 3,50.

Die genannte Arbeit umfaßt 341 vollständig ausgerechnete Zahlenbeispiele von Balken, auf 2 Stützen, bei Feldweiten von 3,00 bis 7,20 m und zwar:

- mit Einzellasten,
- „ Streckenlasten,
- „ Einzel- und Streckenlasten,
- Balkenträger mit überkragendem Ende und Einzellasten,
- „ „ Streckenlasten,
- „ Einzel- und Streckenlasten,
- Konsolträger mit Einzellasten,
- „ „ Streckenlasten,
- „ Einzel- und Streckenlasten.

Bei jedem dieser Beispiele sind die Auflagerreaktionen, die Querkraftsnullpunkte sowie M und W ausgerechnet. Diese Zahlenbeispiele eignen sich im besten Falle für Anfänger und Schüler.

„Portlandzement mit Puzzolanzusatz“. Ein Beitrag zur Meerwasserfrage. Von Dr. S. Kasai, Onoda (Japan). Preis geh. M. 5,—. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“ G. m. b. H. Berlin NW. 21, Dreyestr. 4.

Die Frage der Einwirkung des Meerwassers auf Portlandzement hat die Forscher schon seit fast zwei Jahrzehnten sehr lebhaft beschäftigt. Der Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten hat in richtiger Erkenntnis der Wichtigkeit der Lösung der Frage über das Verhalten des Portlandzements im Meerwasser im Laufe der Jahre erhebliche Summen aufgewendet, um Klarheit zu schaffen, bezw. um zu ergründen, welche Zusätze zum Portlandzement die zweifellos vorhandene schädliche Einwirkung des Meerwassers zu verhindern geeignet sind. Schon im Jahre 1896 empfahl Michaelis den Zusatz von Traß, und zahlreiche Versuche

sind seit dieser Zeit mit Traß und puzzolanartigen Stoffen zum Schutze von aus Portlandzement hergestellten Meeresbauten angestellt worden, die auch befriedigende Ergebnisse gezeitigt haben.

Die soeben im Verlage der Tonindustrie-Zeitung erschienene, den Gegenstand ausführlich behandelnde Arbeit aus der Feder des auch in Deutschland bekannten japanischen Forschers Dr. Kasai, teilt die Ergebnisse zahlreicher, mit Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit durchgeführter Versuche mit, die über ein Jahrzehnt hindurch sachgemäß und mit außerordentlichem Fleiß angestellt wurden. Das Buch ist ein glänzendes Zeugnis für den Ernst und die Gründlichkeit, mit welchem die wissenschaftliche Erforschung des Portlandzements auch im fernen Osten betrieben wird, und stellt sich ohne jeden Zweifel den besten deutschen Arbeiten auf diesem Gebiete würdig an die Seite.

Die wichtigen Schlußfolgerungen, die der Verfasser aus seinen mühevollen und kostspieligen Versuchen zieht, beziehen sich in der Hauptsache auf die Rolle, welche die lösliche Kieselsäure und die Tonerde in den verschiedenen natürlichen und künstlichen Puzzolanen spielt. Der Verfasser weist u. a. nach, daß beide Stoffe, als Zusatz zum Zement verwendet, mit den darin enthaltenen Kalkverbindungen beim Erhitzen weitere, für die Erhaltung der Meeresbauten wichtige Verbindungen eingehen, und daß die Festigkeit des Mörtels von dem Gehalt der zugesetzten Puzzolane an löslicher Kieselsäure unmittelbar abhängig ist.

Das Werk wird sicher für jeden, der Portlandzement herstellt oder ihn zu Meeresbauten benutzt, von Bedeutung sein.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Dr. Friedrich Quietmeyer. Zur Geschichte der Erfindung des Portlandzements. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H., Berlin NW. 21. Dreyestr. 4. Preis Geh. M. 6,—.

Professor H. Scheit und Dr. Ing. E. Probst. Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen. Mit 52 Textfiguren. Berlin 1912. Verlag von Julius Springer. Preis M. 5,—.

Heinrich Salzmann. Industrielle und gewerbliche Bauten. I. Allgemeines über Anlage und Konstruktion der industriellen und gewerblichen Bauten. II. Speicher und Lagerhäuser. Mit 123 Figuren. (Sammlung Göschen Nr. 511. 12.) G. J. Göschen'sche Verlagsbuchhandlung in Leipzig. Preis, jeder Band in Leinwand geb. M. 0,80.

Professor Dipl.-Ing. Sigwart Ruppel. Vereinfachte Blitzableiter. Mit 68 Textfiguren. Zweite Auflage. Berlin 1912. Verlag von Julius Springer. Preis M. 1,—.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseineinlagen. Heft 14. Preis geh. M. 4,—. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1912.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Versuche über den Einfluß der Elektrizität auf Eisenbeton. Heft 15. Preis geh. M. 4,60. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1912.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton- und Eisenbeton gegen Verdrängung. Heft 16. Preis geh. M. 4,60. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1912.

A. Kleinlogel, Dr.-Ing. Neue Versuche mit ringbewehrten Eisenbeton-Säulen, ausgeführt von der Firma Johann Odrioco, Dresden. Selbstverlag der Firma Johann Odrioco, Joh. Schmidt und Walter Schmidt. Diagramme für eiserne Stützen. 18 Tafeln mit Text. Verlag von Otto Spamer, Leipzig. Preis gebunden M. 4,—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.